



UNIVERSITA' DI PISA  
FACOLTA' DI INGEGNERIA  
Dipartimento di Ingegneria Civile e Industriale

Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Edile e delle Costruzioni Civili

Tesi di Laurea Specialistica

VALUTAZIONE DELLA VULNERABILITÀ SISMICA DEL  
FABBRICATO “*SODIERA*” DELLO STABILIMENTO SOLVAY DI  
ROSIGNANO (LI) E STUDIO DELL’INFLUENZA DEGLI IMPIANTI  
SUL COMPORTAMENTO GLOBALE

Relatori: Prof. Ing. Walter Salvatore  
Dott. Ing. Francesco Morelli

Laureanda: Eleonora Losi

ANNO ACCADEMICO 2013-2014



*“We have always operated by imposing on our minds  
a duty of continuous progress.”*

“Abbiamo sempre operato con l’obiettivo di perseguire il progresso”

*Ernest Solvay*

## Sommario

1	Introduzione.....	1
2	La sicurezza sismica delle strutture industriali.....	3
2.1	Gli eventi NaTech.....	6
2.1.1	Analisi dei rischi.....	7
3	Obiettivi e metodologie .....	9
4	Descrizione caso studio .....	11
4.1	Il gruppo Solvay.....	11
4.2	Solvay in Italia e Rosignano Solvay .....	14
4.3	Caso studio: la sodiera .....	15
4.3.1	Descrizione dell'opera.....	15
4.3.2	Organismo strutturale .....	23
4.3.3	Parametri di verifica .....	26
5	Caratteristiche dei materiali e livelli di conoscenza .....	29
5.1	Generalità.....	29
5.2	Acciaio per carpenteria metallica.....	29
5.3	Livelli di conoscenza e Fattore di confidenza.....	30
6	Analisi dei carichi .....	32
6.1	Carichi permanenti strutturali e non strutturali [§3.1.2 e §3.1.3 NTC] .....	32
6.2	Carichi variabili [§3.1.4 NTC].....	32
6.3	Azione del vento [§3.3 NTC] .....	44
6.4	Azione della neve [§ 3.4 NTC].....	47
6.5	Azioni della temperatura [§3.5.5 NTC] .....	49
6.6	Azione sismica [§3.2.3] .....	50
6.6.1	Definizione dello spettro di risposta elastico.....	52
6.6.2	Definizione dello spettro di progetto per gli stati limite ultimi .....	52
6.7	Le combinazioni di carico.....	54

6.7.1	I tipi di carico o “load patterns” .....	54
6.7.2	Le condizioni di carico o “load cases” .....	55
6.7.3	Le combinazioni di carico o “load combinations” .....	57
7	Metodo di analisi [§ 2.3 e § 8.3 NTC] .....	62
7.1	Analisi per azioni non sismiche .....	62
7.2	Analisi in presenza di azioni sismiche .....	62
7.2.1	Regolarità strutturale dell’edificio [§7.2.2 NTC] .....	62
7.2.2	Fattore di struttura e classe di duttilità [§ C8.7.2.4 Circolare NTC 2008] .....	63
7.3	Analisi lineare dinamica .....	64
7.4	Effetti torsionali [§7.2.6 NTC] .....	64
7.5	Modellazione numerica .....	66
7.5.1	Codici di calcolo .....	67
7.5.2	Risultati dell’analisi modale .....	68
8	Verifiche di sicurezza .....	70
8.1	Verifiche di sicurezza strutturali (STR) .....	70
8.1.1	Resistenza di calcolo dell’acciaio .....	70
8.1.2	Classe di resistenza delle sezioni .....	70
8.1.3	Verifica delle travi .....	71
8.1.4	Verifica delle colonne .....	74
8.1.5	Verifica dei controventi .....	76
8.2	Verifiche di sicurezza geotecniche (GEO) .....	78
8.2.1	Studio geologico e indagini geognostiche .....	78
8.2.2	Assetto geomorfologico, caratteristiche litotecniche ed idrogeologiche delle formazioni presenti nell’area .....	78
8.2.3	Stratigrafia dell’area e caratteristiche litotecniche .....	79
8.2.4	Pericolosità geologica .....	80
8.2.5	Rischio idraulico .....	80

8.2.6	Elementi per la definizione dell'azione sismica di progetto [§3.2.2 NTC]	80
8.2.7	Verifica delle fondazioni .....	80
9	Studio dell'interazione degli impianti con la struttura .....	82
9.1	Studio dell'interazione delle tubazioni .....	82
9.1.1	Riferimenti Normativi per le tubazioni .....	82
9.1.2	Il rilievo .....	82
9.1.3	Analisi numerica.....	90
9.2	Studio dell'interazione dei serbatoi .....	92
9.2.1	Modellazione .....	92
9.2.2	Risultati della simulazione.....	95
9.2.3	Possibili dispositivi: Isolatori sismici a scorrimento .....	96
10	Conclusioni.....	100
	APPENDICE A: Tavole di progetto.....	103
	Bibliografia.....	115

# 1 Introduzione

I recenti eventi sismici, come quello a Fukushima in Giappone nel 2011 o il più recente e vicino in Emilia Romagna nel Maggio 2012, hanno evidenziato un'elevata vulnerabilità delle costruzioni esistenti ad uso produttivo costruite in assenza di criteri di progettazione anti-sismica.

Lo studio e la messa a punto di tecniche di protezione degli edifici, ricopre un ruolo centrale nella prevenzione del rischio sismico. Si rileva infatti la necessità di provvedere a migliorare tali strutture industriali con adeguati sistemi di protezione. Tale tema appare di estrema attualità data la presenza sul territorio nazionale di numerosi stabilimenti industriali siti in territori ad alta sismicità. In questo ambito si inserisce il progetto di ricerca nel quale si è sviluppato questo lavoro di tesi.

Il sisma è un fenomeno difficilmente prevedibile e ancor di più lo sono gli effetti che esso può provocare sugli stabilimenti industriali. Tali stabilimenti solitamente sono caratterizzati da strutture, materiali, strumenti e processi industriali diversi per ogni impianto e quindi difficilmente classificabili. Inoltre devono essere presi in considerazione tutti i possibili scenari di effetti domino. In letteratura si parla di eventi NaTech (*Natural – Technological event*) riferendosi appunto a quelle catastrofi naturali che possono comportare un rischio tecnologico. Nasce quindi l'esigenza di mettere in relazione la probabilità di accadimento di un sisma avente una certa intensità con la vulnerabilità degli impianti e con le possibili conseguenze sul territorio circostante.

Una peculiarità quindi degli edifici ad uso industriale è la presenza di impianti a volte complessi, la cui interazione con le strutture certamente non può essere trascurata.

Questi temi trovano ampia possibilità di applicazione e sviluppo nell'oggetto della seguente tesi, ovvero lo studio delle condizioni di sicurezza statica del fabbricato “sodiera” della Società SOLVAY. Questa struttura, di particolare importanza per l'azienda, è posta nell'area industriale di Rosignano Solvay (LI) e in essa avviene il processo di fabbricazione del carbonato di sodio,  $\text{Na}_2\text{CO}_3$ , commercialmente più noto come “soda”.

Si tratta di un edificio in acciaio realizzato nei primi anni del secolo scorso e come tutti gli edifici vetusti esso presenta numerose vulnerabilità non essendo stato certamente progettato seguendo i nuovi criteri di progettazione anti-sismica (*capacity design*).

L'edificio è stato inoltre oggetto di ripetute superfetazioni e ampliamenti che l'hanno reso organismo strutturale assai complesso.

L'obiettivo dello studio riportato nella presente relazione è quello di illustrare le ipotesi generali poste alla base del calcolo, i metodi di analisi seguiti per la verifica, le modellazioni strutturali effettuate e la sintesi dei risultati ottenuti ai fini della determinazione della vulnerabilità sismica e l'individuazione e la valutazione delle possibili misure atte a garantire un miglioramento della risposta della struttura agli eventi sismici.

Per valutare la vulnerabilità sismica è stata eseguita un'analisi dinamica modale con spettro elastico utilizzando le azioni sismiche del sito.

Come sopra accennato, assolutamente imprescindibile è risultato essere il rilievo puntuale e lo studio analitico dell'interazione delle tubazioni più rilevanti con la struttura in esame, anche al fine di valutare la funzionalità dell'edificio all'interno del ciclo produttivo durante l'evento sismico.

Infine sono stati proposti e studiati alcuni possibili interventi atti a garantire un miglioramento della risposta, mettendo a punto interventi minimali che non alterassero in modo importante il comportamento della struttura, nel rispetto delle peculiarità tipologiche dell'edificio che rappresenta un interessante esempio di archeologia industriale.

Il presente lavoro di tesi si inserisce nel più ampio progetto di ricerca, finanziato dalla Commissione Europea, PROINDUSTRY (*Seismic PROtection of INDUSTRial plants by enhanced steel based sYstems*) coordinato dal Dipartimento di Ingegneria Civile e Industriale dell'Università di Pisa in collaborazione con altre università europee e alcune aziende come SOLVAY e ILVA S.p.A.. L'obiettivo della ricerca è quello di studiare e mettere a punto sistemi di protezione antisismica innovativi, per edifici industriali esistenti e di nuova progettazione.



## 2 La sicurezza sismica delle strutture industriali

Se all'evento sismico si affianca la pericolosità intrinseca di uno stabilimento industriale dovuta alla presenza di macchinari e sostanze pericolose, ne derivano conseguenze e ripercussioni sull'assetto socio economico che certamente non possono essere trascurate. La vulnerabilità sismica degli edifici è un tema di estrema attualità data la presenza su tutto il territorio nazionale di edifici industriali e strutture civili più in generale, non progettate con criteri antisismici. E' importante sottolineare la diversità tra lo studio della vulnerabilità degli edifici industriali e quella degli edifici civili; infatti all'interno degli stabilimenti industriali che trattano, producono o stoccano sostanze pericolose si possono generare incidenti con gravi conseguenze anche di tipo ambientale, i cui effetti quindi, oltre a coinvolgere lo stabilimento, interessano anche il territorio circostante. Inoltre mentre gli edifici civili sono più facilmente riconducibili a poche tipologie, molto più vario è lo scenario tipologico degli edifici industriali costruiti per soddisfare precise esigenze funzionali legate alle diverse attività che si svolgono all'interno. Nel rischio delle strutture industriali non può essere sottovalutata la vulnerabilità dei materiali pericolosi utilizzati, la fragilità degli impianti oltre alla vulnerabilità della struttura stessa.

Su tutto il territorio sono presenti diversi impianti con un elevato rischio di incidente, nello specifico impianti di raffinazione del petrolio, acciaierie e impianti metallurgici, stabilimenti chimici e petrolchimici, centrali termoelettriche ad olio combustibile, produzione e deposito di esplosivi, deposito di fitofarmaci, deposito di tossici, depositi di oli minerali, depositi di gas liquefatti.

Lo studio dei danni a impianti di stabilimenti industriali conseguenti a un evento sismico devono essere la base per non permettere che conseguenze di questo genere si ripetano ancora. Infatti oggi un evento sismico può mettere in crisi l'assetto socio economico anche di grandi aree. Il primo caso storico di evento sismico ad avere interessato una concentrazione urbana industrializzata fu quello avvenuto a Kobe con il terremoto del 1995. Le conseguenze portarono gravissimi danni al sistema edilizio, viario e produttivo. Si ricorda inoltre il



Figura 2-1 Serbatoio dopo l'incendio

terremoto di Izmit (Turchia) nel 1999 dove l'incendio e il conseguente collasso di un serbatoio di stoccaggio nella raffineria di Yarimca portò gravissime conseguenze in termini di inquinamento atmosferico e problemi di approvvigionamento.

Il terremoto in Giappone del 2011 danneggiò la centrale nucleare di Fukushima (Figura 2.2) provocando la fuoriuscita di centinaia di tonnellate di acqua radioattiva.



*Figura 2-2 Incendio nella centrale nucleare di Fukushima in seguito al terremoto*

In Italia il terremoto dell'Emilia del 2012 colpì il settore industriale provocando il crollo di moltissimi capannoni industriali e la distruzione di gran parte della produzione. Esso ha colpito un territorio fino ad allora considerato a bassissimo rischio sismico e le conseguenze più gravi si sono avute proprio su edifici industriali non concepiti con criteri antisismici. In molti casi si è assistito al crollo di interi capannoni e al danneggiamento di gran parte della produzione. In tale circostanza particolarmente rilevante è risultato il danno dei così detti elementi “non strutturali” come scaffalature, tubazioni, parti di impianto. Dal rilievo del danno è nata la consapevolezza che l'interazione di questi elementi con la struttura ma anche la stabilità stessa di questi elementi “secondari” deve essere valutata con particolare attenzione.



*Figura 2-3 Crollo di capannone industriale - terremoto dell'Emilia 2012*



*Figura 2-4 Crollo di capannone industriale - terremoto Emilia 2012*



Quanto avvenuto in Emilia Romagna ha mostrato l'estrema fragilità degli edifici che compongono il sistema industriale italiano, scenari simili, con conseguenze ancor più disastrose, potrebbero ancora verificarsi data la presenza sul territorio nazionale di diversi centri industrializzati, tra cui industrie chimiche e stabilimenti petrolchimici ect., con impianti estremamente obsoleti.

## 2.1 Gli eventi NaTech

Gli eventi NaTech (*Natural – Technological event*) sono stati definiti per la prima volta in letteratura da due ricercatrici americane (Showalter e Myers) come eventi naturali catastrofici che comportano un rischio tecnologico. Gli eventi sismici e le catastrofi naturali in generale possono avere non solo conseguenze dirette su persone e strutture, ma anche una serie di effetti “a catena” generati dall'evento primario e che possono avere conseguenze catastrofiche non solo per l'area industriale e la sua produzione ma anche per le persone, l'ambiente e l'economia.

Nel settore dell'analisi del rischio, l'effetto domino è stato documentato nella letteratura tecnica dal 1947. Gli incidenti causati dall'effetto domino sono tra i più distruttivi in ambienti industriali. Le conseguenze di questi incidenti hanno vari livelli di danno e possono coinvolgere non solo l'area industriale e le sue attività di lavorazione e produzione ma anche le persone, l'ambiente e l'economia. La probabilità che si inneschi l'effetto domino è molto alta e legata alle caratteristiche intrinseche di uno stabilimento industriale. Infatti la vicinanza delle attrezzature, la presenza di materiale di stoccaggio e il trasporto di sostanze pericolose possono contribuire a innescare o ad aumentare a dismisura questo fenomeno. Un recente studio ha dimostrato che la causa più frequente dell'effetto domino sono le esplosioni (57%) in cui VCE (vapor cloud explosion) è stata la causa più frequente (84%), tra gli altri effetti domino generati dal fuoco, la causa più frequente è stata l'innescio di incendi (80%).

Un evento accidentale “domino” può essere definito come un incidente nel quale un evento primario si propaga nelle attrezzature vicine, innescando uno o più eventi secondari risultando complessivamente più dannose dell'evento primario stesso. Lo studio della letteratura tecnica mostra che tutte le sequenze accidentali dove si rileva un effetto domino si compone delle seguenti fasi: prima lo scenario accidentale con il quale inizia la sequenza dell'effetto domino, poi la propagazione dell'evento iniziale dove si generano e aumentano eventi fisici e infine uno o più degli eventi accidentali secondari si generano nella stessa o in una differente area dello stabilimento.

La causa principale che può generare l'effetto domino è dovuta al fatto che in uno stabilimento industriale sono presenti sostanze liquide infiammabili e/ o gas che possono provocare, se innescati da una causa primaria, un incidente all'interno dello stabilimento. Il rischio di esplosione o incendio può generare tre principali eventi:

- Pressione elevata
- Aumento del carico della temperatura
- Proiezione di frammenti pericolosi

L'interazione e il comportamento dei bersagli colpiti dagli effetti della prima esplosione (per esempio la perforazione per penetrazione di frammenti metallici di serbatoi o tubazioni con conseguente danneggiamento e sversamento delle sostanze contenute, danneggiamento di linee elettriche e strutture presenti nell'area industriale, ect) sono descritti con adeguati modelli meccanici.

Se si considera per esempio un caso generale di uno stabilimento industriale in cui siano presenti serbatoi sotto pressione o pressione atmosferica, è possibile che avvenga un incidente o una esplosione che ha origine in uno di questi serbatoi in seguito a cause che possono essere interne o esterne. Tra le cause interne si annoverano la corrosione, una debole saldatura, cracking, la sovrappressione o una pressione critica del gas o del liquido immagazzinato/contenuto. Tra le cause esterne si possono considerare *malevolent acts* (atti dolosi), eventi naturali straordinari come forti sismi, tsunamis, esplosioni, incendi, effetti termici, fulmini, etc.

A questo scenario bisogna aggiungere il danno economico derivante dal blocco della produzione di un impianto.

### 2.1.1 Analisi dei rischi

Con il termine "pericolo" è possibile definire la potenzialità di una determinata entità (processo lavorativo, apparecchiatura, sostanza, ect.) di causare un danno. Con il termine rischio, invece, si definisce la combinazione della probabilità e della gravità (magnitudo) delle conseguenze di un evento che causi o possa causare un danno, solitamente espresso come:

$$R = p \cdot M$$

Negli eventi NaTech, invece, la situazione è più complessa e il rischio è esprimibile come:

$$R_{NT} = f(p, F, E)$$

ovvero in funzione di tre fattori:

1. della probabilità  $p$  associata all'evento naturale di determinata intensità;
2. della vulnerabilità  $V$  delle tubazioni e delle apparecchiature critiche;
3. dell'esposizione  $E$  intesa come estensione dei danni (numero di persone, beni e infrastrutture, servizi coinvolti).

In presenza di azioni sismiche la metodologia di calcolo del rischio NaTech comporta i seguenti passaggi:

- stabilire la probabilità che un determinato valore di picco dell'accelerazione (PGA) superi un valore assegnato, nell'arco di un periodo di tempo determinato (generalmente legato alla vita della costruzione o dell'impianto);
- in funzione della PGA, si stimano i danni provocati su ogni apparecchiatura critica;
- per ogni apparecchiatura critica, fissata la PGA, si stimano le conseguenze del danno;
- si identificano tutte le combinazioni credibili di eventi, e le relative probabilità di accadimento (effetti domino);
- si stimano i danni delle combinazioni di eventi e si valuta la vulnerabilità dell'impianto;
- si stima il rischio  $R_{NT}$  associato al sisma di una certa intensità (PGA), che provoca un effetto di magnitudo  $E$  per un dato impianto che ha vulnerabilità  $V$ .

Per svolgere un'analisi di questo tipo sono necessarie molte informazioni riguardo le diverse apparecchiature, come ad esempio la definizione delle curve di fragilità legate al sisma, che non sempre sono di facile reperibilità.

Alcuni autori (Cruz e Okada [3]) hanno proposto metodi semplificati di approccio al problema della valutazione del rischio NaTech e si rimanda a essi per ulteriori approfondimenti.

### 3 Obiettivi e metodologie

Per valutare il livello di sicurezza della struttura in oggetto, è stato eseguito il calcolo strutturale allo scopo di stabilire, attraverso un procedimento quantitativo, se la costruzione sia in grado o meno di resistere alle azioni cui è, o potrà essere, sottoposta durante la sua vita utile, compatibilmente con i requisiti di esercizio ed in modo che ne sia assicurata la durabilità.

Il calcolo è stato condotto attraverso le seguenti fasi:

**1) schematizzazione del problema strutturale:**

- definizione delle azioni agenti su ciascuna costruzione, ivi compresa quella sismica, in considerazione di: destinazione d'uso, esigenze funzionali, ubicazione geografica, zonizzazione sismica, suolo di fondazione, etc.;
- definizione degli stati limite da sottoporre a verifica;

**2) definizione dei modelli di calcolo:**

- modellazione della struttura, dei vincoli e dei materiali;
- modellazione delle azioni;

**3) analisi del modello col metodo degli elementi finiti;**

- analisi elastica lineare per azioni non sismiche;
- analisi dinamica lineare con spettro di risposta in presenza di azioni sismiche;

**4) controllo dei risultati e verifiche di resistenza:**

- verifiche di sicurezza degli elementi strutturali;
- verifiche relative agli elementi non strutturali.

Tra gli elementi non strutturali, particolare attenzione è stata prestata agli impianti con l'obiettivo di valutare gli effetti dell'interazione cinematica tra la struttura portante e le tubazioni. Per prima cosa è stato necessario svolgere un rilievo puntuale all'interno dello stabilimento di quelle tubazioni ritenute più rilevanti per rigidezza e resistenza. È stata svolta un'analisi lineare sul modello considerando gli impianti come masse portate.

In seguito sono state modellate le tubazioni e collegate alla struttura con opportuni link che simulassero nel modo più veritiero il tipo di collegamento ai fini di studiare l'influenza di tali tubazioni sul comportamento modale. Quelle tubazioni che risultavano dai rilievi incastrate alla struttura sono state vincolate nel modello con link infinitamente rigidi; le tubazioni invece appese o non incastrate alla struttura sono state collegate con link deformabili.

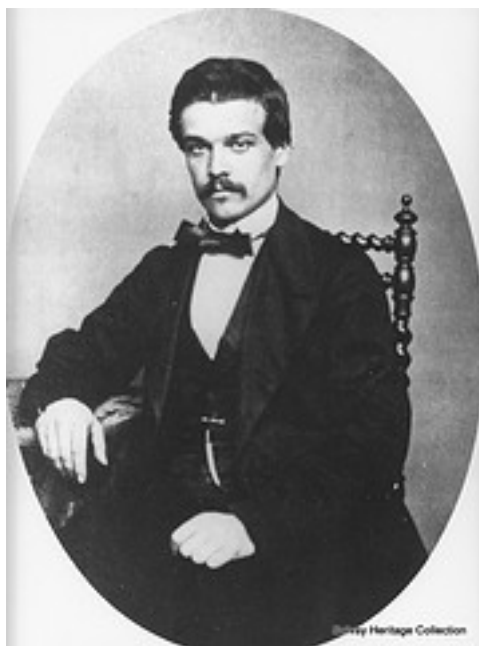
Oltre allo studio dell'interazione delle tubazioni con la struttura è stata studiata l'interazione con i serbatoi. Questo aspetto è risultato essere alquanto rilevante data la presenza di serbatoi pesanti (fino a 2000 kN) posti a quote elevate. Attraverso prove e confronti sono state studiate le conseguenze di un'eventuale riduzione delle forze inerziali corrispondenti a queste masse attraverso lo studio dell'isolamento degli impianti più rilevanti per peso e posizione in quota e successivamente di un numero crescente di impianti.



## 4 Descrizione caso studio

### 4.1 Il gruppo Solvay

La storia del Gruppo Solvay ha origini nel lontano 1861 quando Ernest Solvay, uomo con uno spiccato interesse per le scienze, la ricerca e l'innovazione, brevettò il 15 aprile la produzione industriale di carbonato di sodio a partire da un processo rivoluzionario con soda e ammoniaca.



*Figura 4-1 Ernest Solvay da giovane*



*Figura 4-2 Ernest e Alfred Solvay*

Il giovane chimico fondò nel 1863 il Gruppo Solvay e costruì, con la collaborazione del fratello minore Alfred Solvay, la prima fabbrica a Couillet nel Sud del Belgio.

L'ubicazione del primo insediamento non fu una scelta casuale ma attentamente studiata dai fratelli e soci Solvay. Infatti in questa regione, fortemente industrializzata, era possibile reperire con facilità manodopera da impiegare nel nuovo stabilimento. Si trattava inoltre di un'area favorevole per la vicinanza di una via fluviale, la Sambre, e di una strada ferrata per ricevere il sale da cui ricavare la soda poiché nella zona non era presente un giacimento di esso. Infine a Couillet era possibile rifornirsi di carbone dalle adiacenti miniere di carbone, di acqua ammoniacale dalle fabbriche di gas e di carbonato di calcio dalle cave della regione.



*Figura 4-3 Lo stabilimento a Couillet*

Nonostante gli inizi difficili, il Gruppo divenne presto leader mondiale al punto tale da vantare la più alta produzione di carbonato di sodio. Si presentò presto la necessità di realizzare una rete europea di fabbriche di soda vicino a giacimenti di sale e ad una accettabile distanza dai mercati. Nel 1874 venne costruita la prima fabbrica estera Solvay in Lorena poiché nel sottosuolo vi era un ricco giacimento di sale. Nei dieci anni successivi il gruppo si espanse in Gran Bretagna, Austria, Germania, Russia e altri paesi europei. Nel 1884 Solvay arrivò anche negli Stati Uniti dove costruì la fabbrica di soda di Syracuse e successivamente quella di Detroit.

Nonostante il prodotto di punta rimanesse la soda, si sviluppò la produzione di prodotti derivati da essa e non, come per esempio il bicarbonato di sodio puro, la soda caustica e i sali caustici, il sale raffinato e l'acido cloridrico. In quell'epoca il principale sbocco del carbonato era la soda caustica ottenuta tramite il processo di caustificazione, consistente nel trattamento con calce del carbonato di sodio<sup>1</sup>.

Quando nel 1898 la richiesta di soda caustica ebbe una rapida ascesa l'azienda cominciò a produrla direttamente attraverso l'elettrolisi di acqua salata, un processo che utilizza cloro e idrogeno. In poco tempo le vendite di questi prodotti decollarono e alla vigilia della prima guerra mondiale l'azienda aveva già aperto ventiquattro fabbriche nel

---

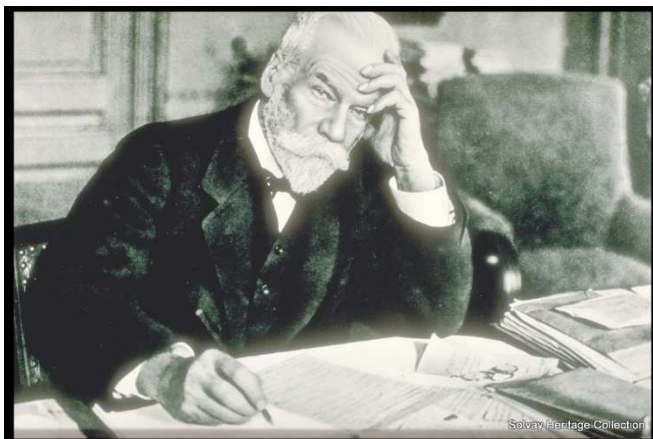
<sup>1</sup> La reazione di caustificazione è:  $\text{Na}_2\text{CO}_3 + \text{Ca}(\text{OH})_2 \rightarrow \text{CaCO}_3\downarrow + 2\text{NaOH}$

mondo e la produzione di carbonato di sodio raggiungeva i due milioni di tonnellate annue, ovvero il 90% della produzione mondiale.

Una volta consolidato questo tipo di mercato, la Solvay decise di ampliarlo producendo anche beni di consumo. Nel 1949 l'azienda iniziava la produzione di policloruro di vinile (PVC) e in seguito altre materie plastiche come il polietilene ad alta densità (PEHD) e il polipropilene (PP) entrando così nel settore della produzione di plastica.

Attraverso una politica di integrazione di prodotto e l'espansione internazionale degli stabilimenti produttivi del Gruppo, la Solvay vanta oggi uno dei primati mondiali per la produzione di PVC.

Solvay offre una vasta gamma di prodotti che contribuiscono a migliorare la qualità della vita e le prestazioni dei propri clienti in mercati come beni di consumo, costruzioni, automotive, energia, acqua e ambiente, elettronica. Nella vita quotidiana i prodotti Solvay sono una presenza costante. Essi trovano applicazione nella prevenzione della salute, nel cibo, nei vestiti, in casa, nei trasporti e nelle comunicazioni, essi incontrano i più svariati bisogni di una popolazione in cerca di un progresso sempre più avanzato.



*Figura 4-4 Ernest Solvay*

Al compimento di centocinquanta anni di storia nel 2013, Solvay è un gruppo chimico internazionale impegnato nello sviluppo sostenibile con una chiara focalizzazione sull'innovazione e sull'eccellenza operativa.

Attualmente il Gruppo ha sede a Bruxelles, impiega 29.000 persone in 55 paesi e nel 2012 ha generato un fatturato pari a 12,4 miliardi di euro.

## 4.2 Solvay in Italia e Rosignano Solvay

Dal 1912 Solvay è presente in Italia con il primo storico insediamento in Toscana, nell'area di Rosignano Solvay. L'area fu oggetto delle attenzioni dell'industriale Ernest Solvay, che qui volle innalzare il suo stabilimento per la fabbricazione della soda. La località fu preferita ad altre per le sue peculiarità che accomunano molti degli stabilimenti Solvay. Essa infatti era vicina a tutti gli elementi che occorreivano per il ciclo industriale: le cave a Rosignano Marittimo e a S. Carlo per l'estrazione del calcare, il sale a Ponteginori, l'acqua marina impiegata per il raffreddamento durante la produzione e la possibilità di utilizzare lo scalo ferroviario per la commercializzazione del prodotto finito.



*Figura 4-5 Lo stabilimento Solvay di Rosignano e le aree limitrofe*

Successivamente attorno alla fabbrica sorse un nucleo urbano costituito da case per impiegati e operai dello stabilimento che si espanse a tal punto da diventare, nel marzo 1917, una nuova realtà urbana. In quell'anno infatti, una delibera del Comune di Rosignano Marittimo, sancì la decisione di separare il centro industriale da quello storico denominando il primo “Rosignano Solvay” e il secondo “Rosignano Marittimo”.

Nei decenni successivi si lavorò anche al potenziamento dei servizi fino ad arrivare negli anni quaranta a una frenetica attività edilizia che conferì alla zona l'aspetto attuale. Il disegno progettuale che ridefinì l'assetto urbano con la presenza di lotti squadrati, della tipica architettura edilizia, dei lunghi viali alberati, degli orti e delle pinete, definì il tipico “stile Solvay”.



### 4.3 Caso studio: la sodiera

#### 4.3.1 Descrizione dell'opera

Il fabbricato oggetto di studio, denominato DS-PLM, sovrasta insieme alle due torri di raffreddamento l'intera area dello stabilimento.



Figura 4-6 La sodiera e parte dell'area circostante

L'edificio, uno dei più vetusti nello stabilimento a Rosignano, è ubicato nel nucleo centrale dell'area Solvay, come si può osservare nella planimetria dell'area Solvay di Figura 4-7. Esso, costruito con il tipico “*stile Solvay*”, accoglie le colonne di distillazione in cui avviene la sintesi dell'ammoniaca, componente fondamentale nel processo di fabbricazione industriale del carbonato di sodio.

Il primo progetto del 1914 prevedeva la realizzazione di cinque *linee* classificate, secondo la nomenclatura Solvay, con i numeri 1-2-3-4-5 e di cinque *fili* indicati con le lettere P-Q-R-S-T. Esso è stato poi soggetto negli anni ad ampliamenti e sopraelevazioni.

L'altezza massima del fabbricato è pari a 56 m considerando come riferimento il livello del mare. Tenendo conto che in questa zona il terreno è a quota +8.50 m sul livello del mare, l'altezza dell'edificio risulta essere 47.50 m. La parte bassa della costruzione raggiunge invece la quota +31.35 m s.l.m., corrispondenti a 22.85 m di altezza dal p.c..

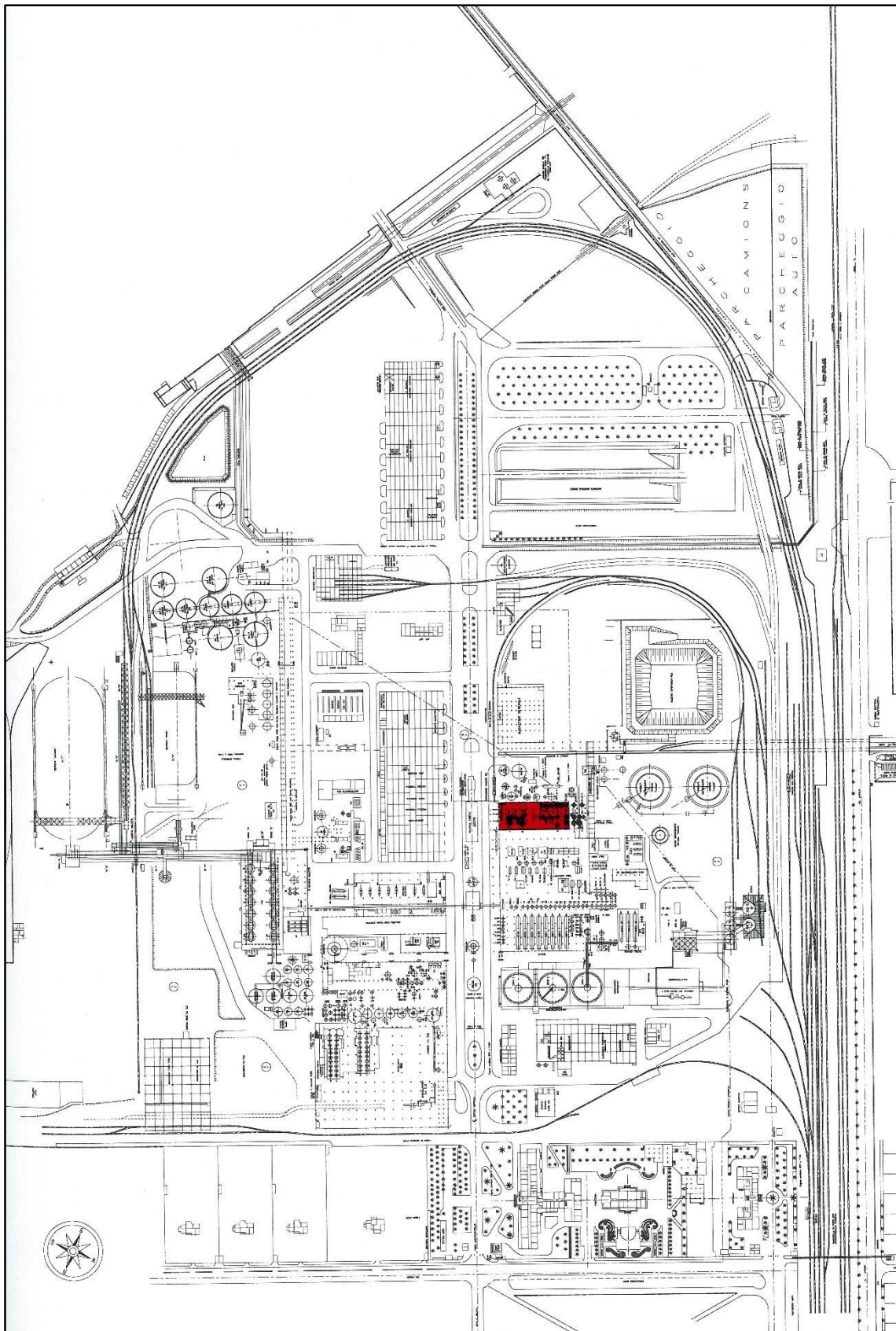


Figura 4-7 Posizione del fabbricato DS-PLM all'interno dell'area SOLVAY



Il fabbricato è suddiviso in dieci piani, nove dei quali praticabili. L'altezza di interpiano è costante e pari a 4 m fino all'ottavo piano, ovvero a quota +40.50 m, mentre è pari a 5.20 m tra ottavo e nono piano e 4.50 m tra nono e decimo piano<sup>2</sup>. L'interasse dei telai tra le linee si mantiene costante e pari a 6 m, per una lunghezza complessiva di 24 m. I fili, invece, presentano due diversi interassi: 4 m per i fili P-Q, Q-R, S-T, 6 m tra i fili R-S, T-U per una larghezza totale di 24 m. La copertura è composta da capriate che si impostano a quote differenti: quella inferiore a quota +28.50 m sopra i fili P-R, e quella a quota +50.20 m che si imposta sui fili R-U.

Di seguito una fotografia dello stato attuale del fabbricato “sodiera” in cui è possibile notare a destra del fabbricato una parte della “sala macchine” con la caratteristica copertura a shed.



Figura 4-8 Viste della sodiera

Il nucleo originario del fabbricato ha subito, nel corso dei decenni, una serie di superfetazioni e ampliamenti (Figura 4-9) giustificati dalla necessità, da parte della Società Solvay, di incrementare la produzione di carbonato di sodio. Il primo ampliamento, avvenuto nel 1924, vede la realizzazione di due nuove linee, la 6 e la 7.

<sup>2</sup> Tutte le quote di progetto sono da riferirsi a livello del mare

Formalmente non vennero apportate modifiche alla tipologia del nucleo iniziale sia in pianta che in elevazione. Infatti a livello geometrico venne mantenuto l'interasse costante e pari a 6 m, e a livello strutturale venne conservato lo schema originario che verrà approfondito in seguito. Successivamente furono aggiunte le linee 8 e 9, per le quali i progettisti si riferirono integralmente ai disegni e al progetto del primo ampliamento.

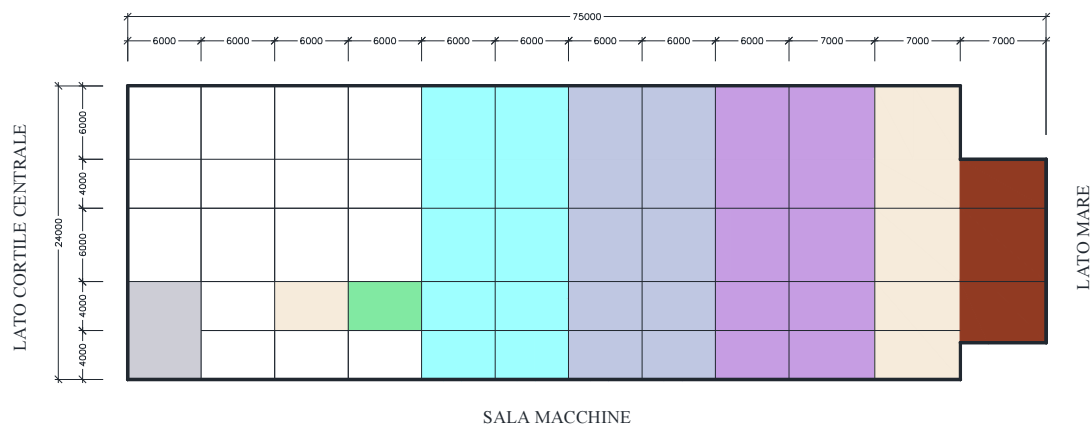


Figura 4-9 Quadro degli ampliamenti relativi al fabbricato DS-PLM

#### Legenda:

- Nucleo iniziale - 1914
- Primo ampliamento - 1924
- Secondo ampliamento - 1924
- Terzo ampliamento - 1961
- Quarto ampliamento - 1972
- Quinto ampliamento - 1981
- Primo rialzamento - 1972
- Secondo rialzamento - 1980
- Terzo rialzamento - 1986

NOTE: 1. Il tamponamento del filo R a della linea 2 compreso tra i fili P e R si imposta a quota +28.50 m  
2. Il tamponamento del filo R è presente da quota +16.50 m.

Nel 1961 fu realizzato un terzo ingrandimento del fabbricato che non si discostava dai progetti precedenti se non per quanto riguarda l'interasse delle linee 10 e 11 che fu modificato in 7 m.

Nei due successivi ampliamenti, avvenuti rispettivamente nel 1972 e nel 1981, vennero apportate sostanziali modifiche all'assetto originario. Si decise infatti di lasciare a vista il telaio metallico e gli impianti togliendo il tamponamento lungo il perimetro esterno, di variare la tipologia della copertura passando dal tetto a falde, impiegato fino



alla linea 11, alla copertura piana utilizzata invece per le ultime due linee. L'interasse, invece, fu mantenuto di 7 m. Negli ultimi decenni del novecento furono apportate altre tre modifiche:

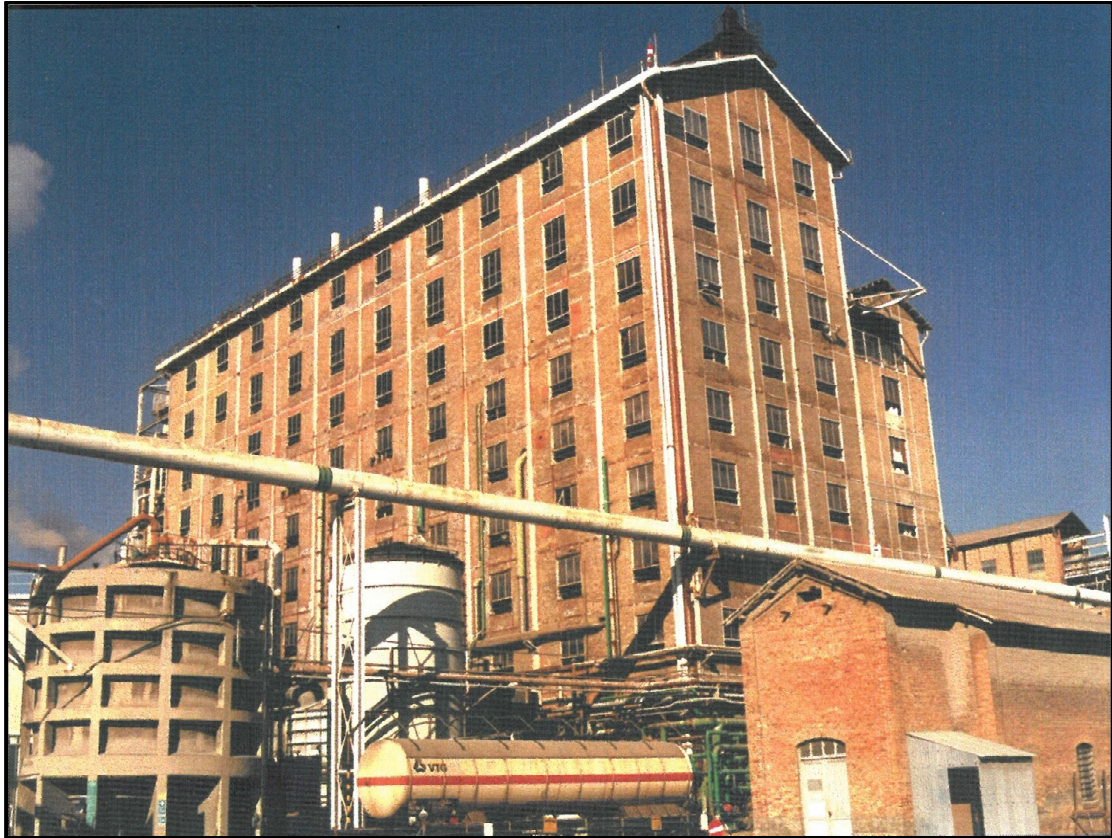
- 1- 1972: realizzazione del rialzamento della parte bassa del fabbricato compresa tra le colonne P1-P2, R1-R2, da quota +28.50 m a quota +40.50 m;
- 2- 1980: esecuzione del rialzamento del filo Q tra le linee 3 e 4, da quota +28.50 m a quota +50.20 m;
- 3- 1986: attuazione del rialzamento del filo Q tra le linee 4 e 5 da quota +28.50 m a quota +50.20 m.

Si riportano di seguito alcune immagini prese da studi precedenti per illustrare l'edificio da vari punti di vista.



*Figura 4-10 Immagine del lato NORD-EST del fabbricato DS-PLM*





*Figura 4-11 Immagine del lato SUD-EST del fabbricato DS-PLM*



*Figura 4-12 Immagine del lato NORD-OVEST del fabbricato DS-PLM*





*Figura 4-13 Immagine del lato OVEST del fabbricato DS-PLM*

### 4.3.2 Organismo strutturale

L'edificio in esame è una struttura in acciaio multipiano caratterizzata in pianta da una forma rettangolare allungata. Naturalmente esso si compone di una sovrastruttura e di una sottostruttura, ovvero in esso sono chiaramente distinguibili le seguenti parti strutturali:

1. Le fondazioni;
2. La struttura in elevazione;
3. I solai dei vari piani.

Si analizzano nel dettaglio le tipologie utilizzate per ciascuno di questi elementi.

#### 1. Le fondazioni:

La tipologia di fondazioni utilizzata è strettamente connessa con le caratteristiche geomorfologiche del terreno e con la sovrastruttura che esse sostengono. Nel caso in esame le fondazioni sono del tipo *superficiale* composte da plinti isolati massicci collegati perimetralmente e internamente da travi in cemento armato (come desunto dalle tavole di progetto recuperate negli archivi della Solvay). La presenza dei collegamenti a formare maglie chiuse rappresenta una sorta di “irrigidimento” in grado di contrastare più efficacemente eventuali cedimenti locali del terreno o, nel caso di presenza di azione sismica, gli spostamenti relativi in orizzontale fra le colonne. I disegni di progetto hanno evidenziato anche qualche raro caso di plinto isolato non connesso rigidamente con il resto delle fondamenta (colonne S4, S6, S8 e T4). Nelle zone in cui sono stati posizionati i basamenti degli impianti è stato, inoltre, realizzato un collegamento alle fondazioni correnti in modo da creare l'effetto di un blocco monolitico consolidato nel tempo e con la funzione di irrigidire il tutto. Nel quarto e quinto ampliamento invece è stata realizzata una platea armata a sostegno delle colonne del fabbricato e degli impianti di distillazione.

#### 2. La struttura in elevazione:

La struttura è riconducibile alla tipologia delle strutture “*miste*” a telai nei due piani e a controventi concentrici. Essa è una struttura complessa che presenta due sistemi resistenti che lavorano “in parallelo”, vi è infatti la presenza di telai spaziali ma anche di controventi sia trasversali che longitudinali.

Il fabbricato si presenta fino alla linea 11 come un telaio spaziale con nodi di solidarietà sia nel piano di maggior inerzia delle colonne sia nel piano ortogonale, pertanto non esistono elementi con semplice funzione di collegamento, ma tutte le travi

hanno una funzione statica principale. La struttura risulta quindi essere autoportante in ogni direzione del piano. Un diverso schema strutturale si presenta nelle ultime linee, la 12 e la 13, legate agli ultimi ampliamenti. Qui vi è la presenza di telai longitudinali con collegamenti trasversali. Ne deriva che il comportamento statico nelle due direzioni principali dell'edificio è nettamente diverso da quello precedente. Nella direzione longitudinale la presenza di 4 e 3 telai a nodi rigidi in corrispondenza rispettivamente della linea 12 e 13, garantisce la stabilità della costruzione sia nei riguardi dei carichi verticali che di quelli orizzontali grazie al loro elevato grado di iperstaticità. Nella direzione trasversale, invece, non esistono elementi a nodi rigidi ai quali affidare la funzione stabilizzante. Tale funzione è stata qui demandata a due controventi concentrici verticali posti in senso trasversale tra i fili S e T. Altri controventi concentrici verticali sono presenti in direzione longitudinale lungo i fili R-U, in direzione trasversale lungo le linee 1-3-5-7-9-11. (vedi tavole di progetto allegate in APPENDICE A)

La complessità della struttura si desume anche dalle tipologie di profilo e di collegamenti impiegati. Uno studio analitico delle scelte progettuali legate ai diversi periodi di costruzione del fabbricato fornirebbe la storia dell'evoluzione della tecnologia dell'acciaio. Nel corso degli anni, infatti, la ricerca e lo sviluppo tecnologico dell'industria siderurgica ha determinato un miglioramento delle caratteristiche chimico-meccaniche degli acciai da costruzione fino ad arrivare alla produzione degli attuali profilati laminati a caldo. Nel fabbricato DS-PLM, come già accennato precedentemente, sono presenti diverse tipologie di profilati: nel nucleo centrale e nei primi due ampliamenti sono stati prevalentemente utilizzati profili composti di angolari e piatti chiodati per travi e colonne, e profilati a U a e L, semplici o accoppiati, per le aste diagonali dei controventi verticali. Nel terzo ampliamento sono stati impiegati profilati della serie IPN, UPN, L della serie normale e profilati provenienti dalla Germania, denominati “*GREY*”, nomenclatura utilizzata nel progetto originario. Negli ultimi due ampliamenti e nei tre rialzamenti del fabbricato sono stati adoperati quasi interamente profilati della serie IPE o HE, ad eccezione delle colonne delle linee 12 e 13 dove sono presenti travi composte saldate della serie HSH.

L'assetto statico della struttura e il quadro progettuale appena descritto certamente è stato condizionato se non addirittura modificato dalle innumerevoli variazioni locali che la struttura ha subito nel corso degli anni ovvie quando si tratta di un edificio risalente al secolo scorso. Riguardo a molti di questi interventi di manutenzione, demolizione e

successiva sostituzione di parti o di interi elementi deteriorati non si hanno neppure comprovate documentazioni.

L'evoluzione tecnologica del settore delle costruzioni metalliche è visibile anche studiando i collegamenti. Infatti il fabbricato DS-PLM racchiude numerosi e svariati tipologie di essi: nei primi decenni del '900 era usuale utilizzare il **giunto con chiodi**, visibile nel fabbricato nel nucleo centrale e fino ai primi due ampliamenti. Nel terzo e quarto ampliamento, avvenuti intorno agli anni '60 e '70, si era già passati a soluzioni più moderne con l'utilizzo di **giunti saldati**. Nell'ultimo ampliamento, avvenuto nel 1981, vennero utilizzati **giunti bullonati**.

### 3. I solai:

Tipologie differenti sono state utilizzate anche per quanto riguarda i solai: tutti i piani in elevazione fino alla linea 11 sono costituiti da **solai in tavole di legno** dello spessore di 5 cm che appoggiano sopra una orditura di travi secondarie sempre di legno<sup>3</sup>. La scelta di questa tipologia è vantaggiosa in quanto riduce l'incidenza del carico permanente sulle strutture portanti, accortezza da non sottovalutare dato l'ingente carico che grava su di essi derivante dagli impianti presenti nell'edificio. Diversamente è stato realizzato il piano terra posto a quota +8.50 m s.l.m. che presenta una soletta in **cemento armato** dello spessore di 12 cm sostenuta da travi metalliche nella zona compresa tra i fili P-R e le linee 1-5, mentre nella restante parte di edificio si imposta direttamente sulle strutture di fondazione. Infine sono stati utilizzati **pannelli in lamiera bugnata** dello spessore pari a 7 millimetri per solai del quarto e quinto ampliamento, e dello spessore di 5 millimetri per i solai del rialzamento del filo Q da quota +28.50 m a quota +50.20 m. I solai di questa tipologia sono sostenuti da una orditura di travi secondarie metalliche.

---

<sup>3</sup> In alcuni campi le orditure secondarie di legno del solaio sono state sostituite con travi metalliche.

### 4.3.3 Parametri di verifica

#### 4.3.3.1 Vita nominale, classe d'uso e periodo di riferimento [§ 2.4 NTC]

La vita nominale di un'opera strutturale  $V_N$  è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, debba poter essere usata per lo scopo al quale è destinata. Si riporta in Tabella 4-1 la vita nominale dei diversi tipi di opere:

TIPI DI COSTRUZIONE		Vita Nominale $V_N$ (in anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva	$\leq 10$
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	$\geq 50$
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	$\geq 100$

Tabella 4-1 - Vita nominale  $V_N$  per diversi tipi di opere

Nel caso in esame si ritiene più idoneo considerare la costruzione ordinaria per la scelta della vita nominale.

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di un'interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso come definite in Tabella 4-2:

CLASSI D'USO	$T_c^*$ [s]
<b>Classe I</b>	Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli
<b>Classe II</b>	Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti
<b>Classe III</b>	Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso
<b>Classe IV</b>	Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Tabella 4-2 - Classificazione delle costruzioni

L'edificio che si sta analizzando può essere inserito in classe III, in quanto si tratta di una industria con attività pericolose per l'ambiente.

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento  $V_R$  che si ricava, per ciascun tipo di fabbricato, moltiplicandone la vita nominale  $V_N$  per il coefficiente d'uso  $C_U$ :

$$V_R = V_N \cdot C_U$$



Il valore del coefficiente d'uso  $C_U$  è definito, al variare della classe d'uso, come mostrato in Tabella 4-3:

CLASSI D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE $C_U$	0.7	1.0	1.5	2.0

Tabella 4-3 - Valori del coefficiente d'uso  $C_U$

Nel caso in esame si sono assunte le seguenti ipotesi:

Parametro	Valore
Classe d'uso	III
Vita nominale $V_N$	50 anni
Coefficiente d'uso $C_U$	1.5
Periodo di riferimento per l'azione sismica, $V_R = V_N \times C_U$	75 anni

#### 4.3.3.2 Classificazione sismica dell'area

La Regione Toscana ha aggiornato la classificazione sismica del suo territorio con Del. GRT n° 421 del 26.05.2014 collocando il comune di Rosignano Marittimo (LI) in **Zona 3**.

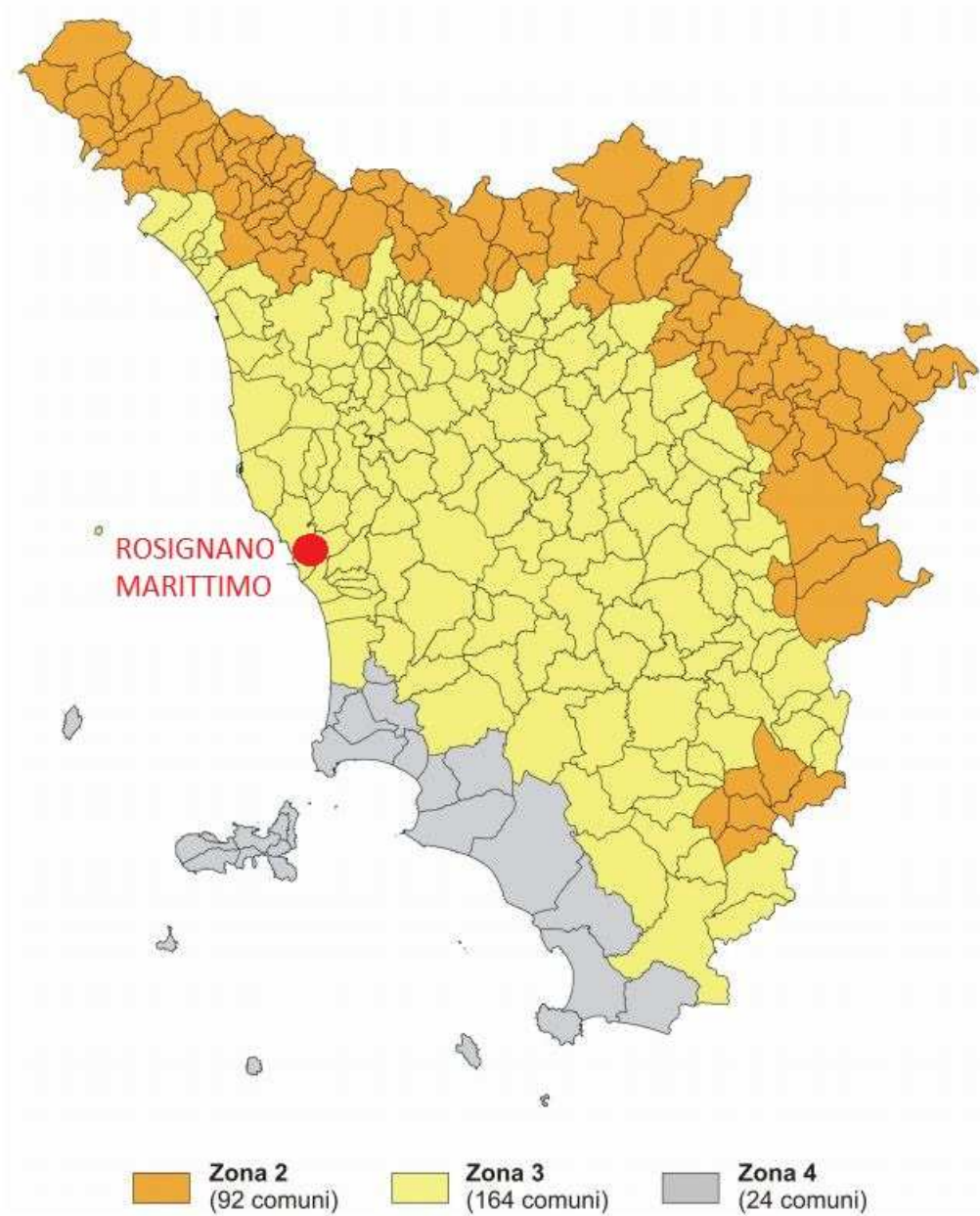


Figura 4-14 Mappa di aggiornamento della classificazione sismica della regione toscana – 2014

## 5 Caratteristiche dei materiali e livelli di conoscenza

### 5.1 Generalità

Si riportano nel seguente paragrafo le tipologie di materiali come desunti da precedenti studi per quanto riguarda le caratteristiche statiche e i legami costitutivi impiegati.

Tutte le membrature portanti e gli elementi di sostegno degli impianti sono stati realizzati in carpenteria metallica mentre i solai e la maggior parte delle orditure secondarie che li sostengono sono realizzati in tavolati di legno. Fanno eccezione gli ultimi due ampliamenti e la zona compresa tra la III, IV, V linea e i fili Q e R, per i quali sono stati impiegati pannelli in lamiera bugnata sostenuti da travi secondarie in acciaio. Inoltre il solaio del piano terra del fabbricato è stato realizzato con una soletta in cemento armato. I tamponamenti esterni sono stati realizzati in muratura e le coperture composte da pannelli di eternit e tavole di legno.

Gli impianti e le tubazioni sono stati realizzati prevalentemente in acciaio o con materiali plastici che hanno sostituito, nel corso degli anni, l'impiego della ghisa anche se in alcune zone sono ancora presenti alcuni esemplari.

### 5.2 Acciaio per carpenteria metallica

È stato possibile reperire dati sicuri circa le caratteristiche meccaniche dei materiali solo per alcune zone dell'edificio legate agli ampliamenti più recenti.

Si riportano in Tabella 5-1 i diversi tipi di acciaio impiegati nella costruzione del fabbricato DS-PLM:

Ampliamenti	ACCIAIO
<ul style="list-style-type: none"> <li>- Travi e colonne V ampliamento</li> <li>- Rialzamento della parte bassa del fabbricato da quota +28.50 m a quota +40.50 m tra le colonne P1-R1, P2-R2</li> <li>- Piano di sostegno della colonna PLM1 a quota +08.50 m e dell'ampliamento delle linee 4 e 5, da filo R a filo Q</li> </ul>	Fe42B
<ul style="list-style-type: none"> <li>- Ampliamento delle linee 3 e 4 da filo R a filo Q</li> </ul>	Tipo 1 (assimilabile a S235)
<ul style="list-style-type: none"> <li>- Travi e colonne del IV ampliamento</li> </ul>	Fe37A

Tabella 5-1 Valori di resistenza caratteristici dei materiali

La determinazione delle caratteristiche meccaniche del materiale per le restanti parti del fabbricato è avvenuta in seguito a prove di laboratorio di trazione eseguite su campioni di acciaio prelevati dalla struttura in precedenti campagne di indagini diagnostiche.

In particolare sono state eseguite n.5 prove a trazione su campioni prelevati *in situ* e poi testate dal laboratorio del dipartimento di Ingegneria Strutturale della Facoltà di Ingegneria (1999-2000). Si riportano i dati ottenuti in Tabella 5-2

N° provino	Larghezza (mm)	Altezza (mm)	Carico di snervamento (kN)	Carico di rottura (kN)	Tensione di snervamento (MPa)	Tensione di rottura (MPa)	Allungamento a rottura (%)
1	27	9.5	62	83.48	241.7	<b>325.5</b>	25.0
2	27	9.5	66.2	87.84	258.1	342.5	26.6
3	27	9.5	64	88.00	249.5	343.1	28.4
4	28	9.5	64	88.38	<b>240.6</b>	332.3	26.6
5	27	7.5	57	78.56	281.5	388.0	<b>19.7</b>

Tabella 5-2 Risultati prove a trazione

Si assumono le caratteristiche riportate in Tabella 5-3 per le parti di fabbricato di cui non si dispone maggiore dettaglio:

Corpo	Tensione di snervamento $F_y$ (MPa)	Tensione di rottura $F_u$ (MPa)
Restanti parti del fabbricato	$F_y = 240,6$ MPa	$F_u = 325,5$ MPa

Tabella 5-3 Valori di resistenza caratteristici del materiale "Acciaio prove"

### 5.3 Livelli di conoscenza e Fattore di confidenza

La Circolare [§ C8A.1.B] definisce per le costruzioni tre livelli di conoscenza ai fini della scelta del tipo di analisi e dei valori dei fattori di confidenza.

In Tabella 5-4 si riportano i dati necessari per ritenere la conoscenza dell'edificio limitata, adeguata o accurata in base al rilievo dei collegamenti e alle prove sui materiali.

Corpo	Rilievo (dei collegamenti)	Prove (sui materiali)
	Per ogni tipo di elemento "primario" (trave, pilastro...)	
Verifiche limitate	Le caratteristiche dei collegamenti sono verificate per almeno il 15% degli elementi	1 provino di acciaio per piano dell'edificio, 1 campione di bullone o chiodo per piano dell'edificio
Verifiche estese	Le caratteristiche dei collegamenti sono verificate per almeno il 35% degli elementi	2 provini di acciaio per piano dell'edificio, 2 campioni di bullone o chiodo per piano dell'edificio

Corpo	Rilievo (dei collegamenti)	Prove (sui materiali)
	Per ogni tipo di elemento “primario” (trave, pilastro...)	
Verifiche esaustive	Le caratteristiche dei collegamenti sono verificate per almeno il 50% degli elementi	3 provini di acciaio per piano dell'edificio, 3 campioni di bullone o chiodo per piano dell'edificio

Tabella 5-4 Definizione orientativa dei livelli di rilievo e prove per edifici in acciaio

L'esiguo numero di provini non consente di considerare le verifiche estese o esaustive e inoltre non permette una mappatura precisa e attendibile dei diversi tipi di acciaio impiegati per la quale occorrerebbe una campionatura più consistente e scrupolosa vista l'eterogeneità della costruzione. La difficoltà di ottenere dati con una validità maggiore è data dai numerosi e diversi periodi in cui è avvenuta la costruzione del fabbricato e dai suoi successivi ampliamenti, uniti ai successivi e numerosi interventi di manutenzione, modifica o sostituzione di parti strutturali ritenute necessarie negli anni. È difficoltoso inoltre determinare le caratteristiche meccaniche anche per gruppi di elementi appartenenti agli stessi interventi di modifica o sostituzione poiché questi sono stati eseguiti in maniera localizzata e diffusi in tutto l'edificio e alcuni di questi interventi non sono neppure documentati da una relazione tecnica.

Di conseguenza la disponibilità di informazioni ottenute con riferimento alla geometria, ai dettagli costruttivi e alle proprietà meccaniche dei materiali consentono di raggiungere solo un livello di conoscenza LC1, come illustrato nella tabella sottostante.

	LIVELLO DI CONOSCENZA	FATTORE DI CONOSCENZA (FC)
Edificio DS-PLM	LC1	1.35

Tabella 5-5 Livello di conoscenza e fattore di confidenza

## 6    **Analisi dei carichi**

Il DM Infrastrutture 14 gennaio 2008 [§ 3.1] definisce i carichi relativi alle costruzioni civili e industriali. Si riportano di seguito i carichi presi in considerazione per il fabbricato DS-PLM.

### 6.1    **Carichi permanenti strutturali e non strutturali [§3.1.2 e §3.1.3 NTC]**

- Peso dei solai
  - a. Solaio in legno: 0,51kN/m<sup>2</sup>  
(valore comprensivo del peso della orditura secondaria);
  - b. Solaio in lamiera bugnata: 0,65 kN/m<sup>2</sup>  
(valore comprensivo del peso dell'orditura secondaria);
  - c. Solaio in cemento armato: 3 kN/m<sup>2</sup>
- Peso della copertura 0,31 kN/m<sup>2</sup>
- Peso della muratura di tamponamento: 2,2 kN/m<sup>2</sup>
- Rete metallica di protezione: 0,5 kN/m
- Sovraccarico permanente per accessori (tubazioni, ect.) 4,6 kN/m
- Carroponte: 20,80 kN

### 6.2    **Carichi variabili [§3.1.4 NTC]**

I carichi variabili sono legati alla destinazione d'uso dell'opera. La struttura in esame, essendo ad uso industriale, ricade nella **Categoria E2**. I dati relativi a tali carichi sono basati su una documentazione tecnica fornita dalla Società Solvay.

A. Sovraccarico di servizio: si evidenziano quattro tipi differenti di sovraccarico accidentale agente nelle diverse zone del fabbricato:

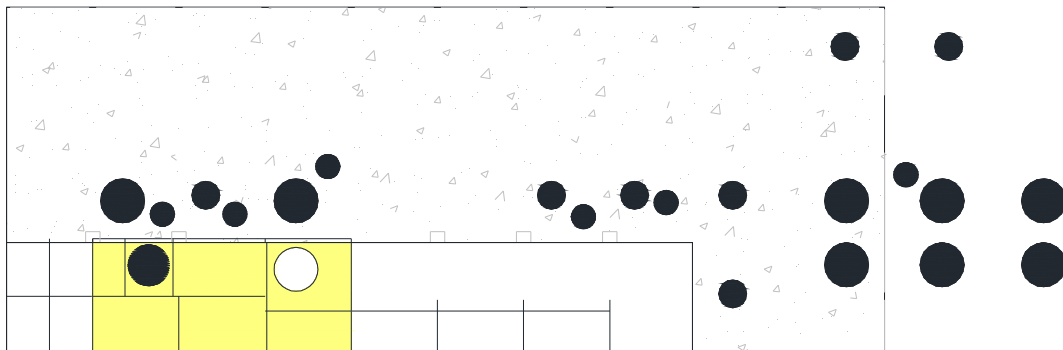
- $q_1 = 2 \text{ kN/m}^2$  ;
- $q_2 = 2,75 \text{ kN/m}^2$  ;
- $q_3 = 5 \text{ kN/m}^2$  ;
- $q_4 = 20 \text{ kN/m}^2$  .

B. Sovraccarico dovuto agli impianti (considerati in servizio)

Si riporta la distribuzione in pianta di entrambe i carichi in figura 6.

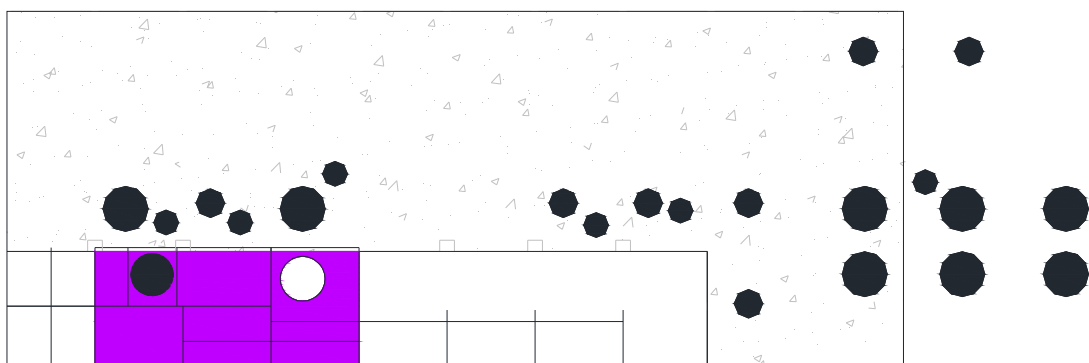
Distribuzione dei **CARICHI PERMANENTI** sugli impalcati del fabbricato.

PIANTA PIANO TERRA, QUOTA +08.50 m



Distribuzione dei **SOVRACCARICHI VARIABILI** sugli impalcati del fabbricato.

PIANTA PIANO TERRA, QUOTA +08.50 m



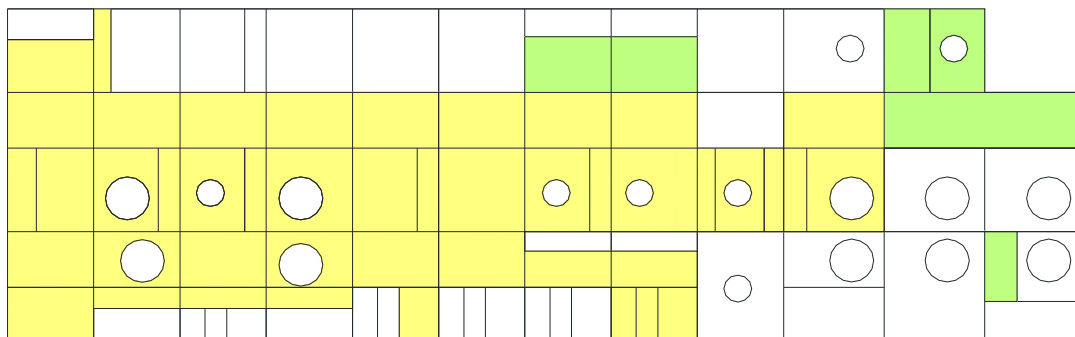
Legenda:

- 3 kN/m<sup>2</sup> solaio in cemento armato
- 5 kN/m<sup>2</sup>
- Impalcato di sostegno degli impianti
- Spazio occupato dagli impianti
- Zone senza solaio

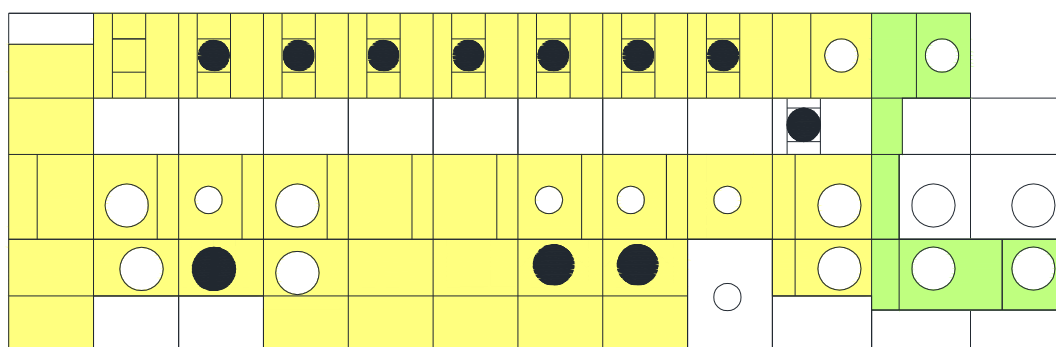
Figura 6.a

Distribuzione dei **CARICHI PERMANENTI** sugli impalcati del fabbricato.

PIANTA 1° PIANO, QUOTA +12.50 m



PIANTA 2° PIANO, QUOTA +16.50 m



Legenda:

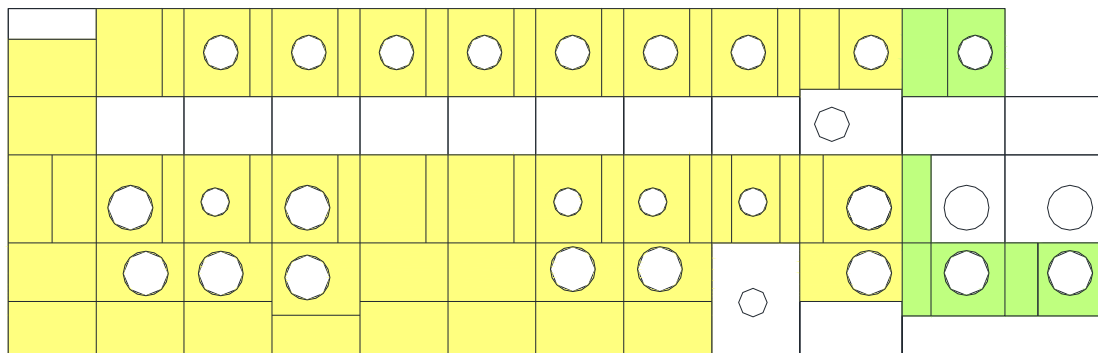
- 0,51 kN/m<sup>2</sup> solaio in legno (valore comprensivo dell'orditura secondaria)
- 0,65 kN/m<sup>2</sup> solaio in lamiera bugnata (valore comprensivo dell'orditura secondaria)
- Impalcato di sostegno degli impianti
- Spazio occupato dagli impianti
- Zone senza solaio

Figura 6.b

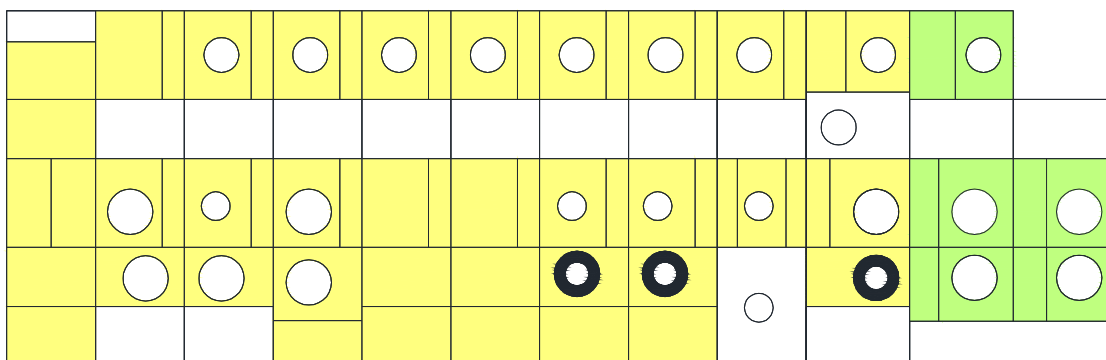


Distribuzione dei **CARICHI PERMANENTI** sugli impalcati del fabbricato.

PIANTA 3° PIANO, QUOTA +20.50 m



PIANTA 4° PIANO, QUOTA +24.50 m



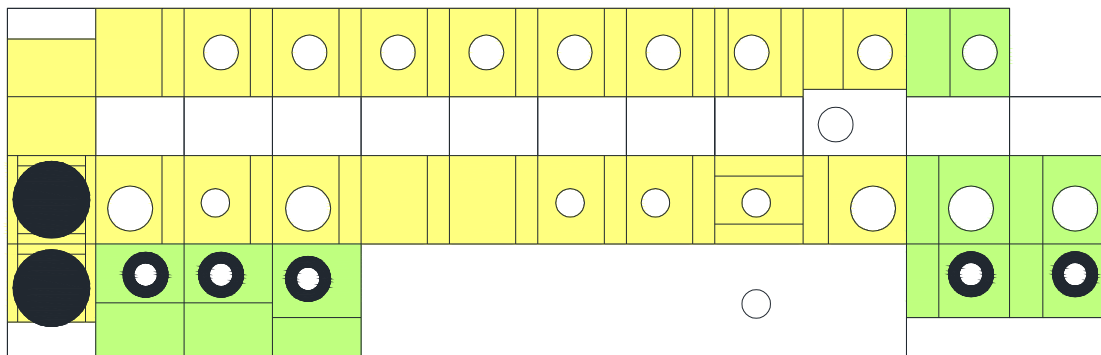
Legenda:

- 0,51 kN/m² solaio in legno (valore comprensivo dell'orditura secondaria)
- 0,65 kN/m² solaio in lamiera bugnata (valore comprensivo dell'orditura secondaria)
- Impalcato di sostegno degli impianti
- Termine degli impianti
- Spazio occupato dagli impianti
- Zone senza solaio

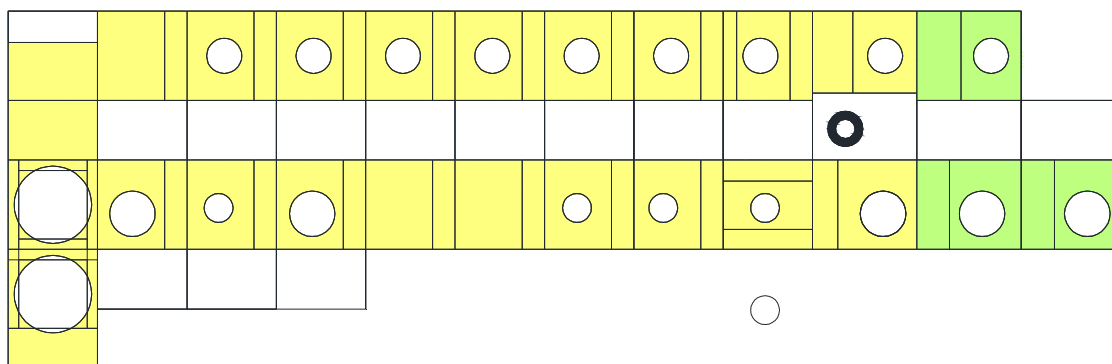
Figura 6.c

Distribuzione dei **CARICHI PERMANENTI** sugli impalcati del fabbricato.

PIANTA 5° PIANO, QUOTA +28.50 m



PIANTA 6° PIANO, QUOTA +32.50 m



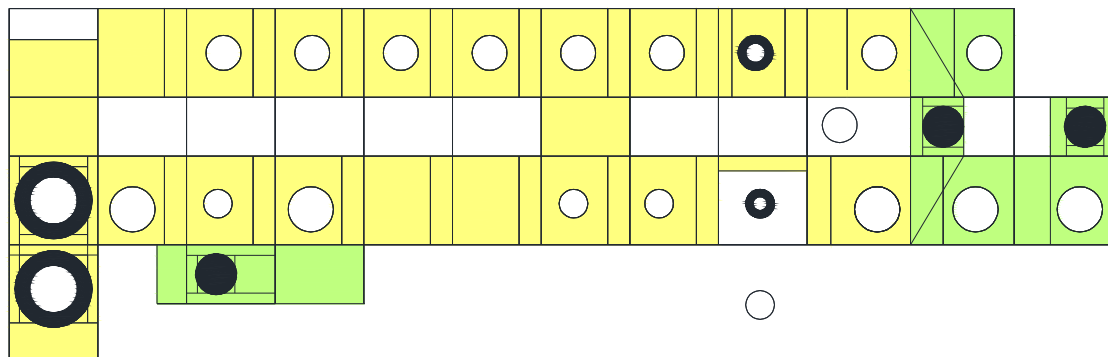
Legenda:

- 0,51 kN/m<sup>2</sup> solaio in legno (valore comprensivo dell'orditura secondaria)
- 0,65 kN/m<sup>2</sup> solaio in lamiera bugnata (valore comprensivo dell'orditura secondaria)
- Impalcato di sostegno degli impianti
- Termine degli impianti
- Spazio occupato dagli impianti
- Zone senza solaio

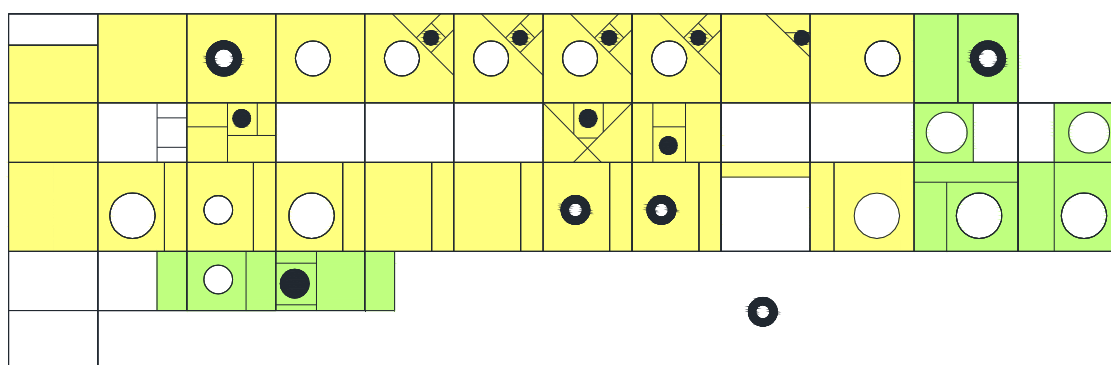
Figura 6.d

Distribuzione dei **CARICHI PERMANENTI** sugli impalcati del fabbricato.

PIANTA 7° PIANO, QUOTA +36.50 m



PIANTA 8° PIANO, QUOTA +40.50 m



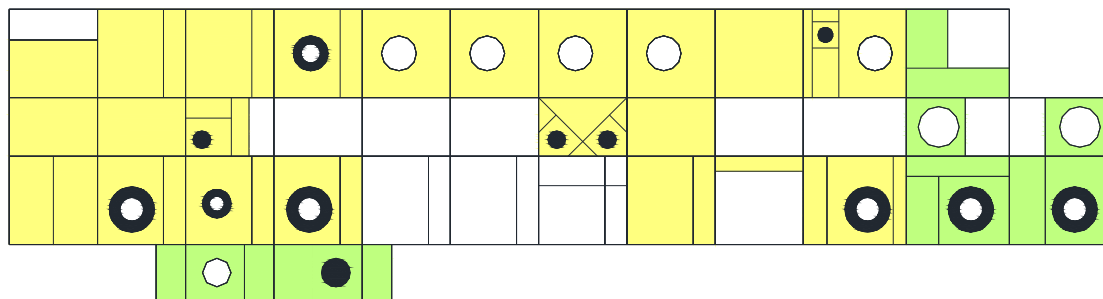
Legenda:

- 0,51 kN/m<sup>2</sup> solaio in legno (valore comprensivo dell'orditura secondaria)
- 0,65 kN/m<sup>2</sup> solaio in lamiera bugnata (valore comprensivo dell'orditura secondaria)
- Impalcato di sostegno degli impianti
- Termine degli impianti
- Spazio occupato dagli impianti
- Zone senza solaio

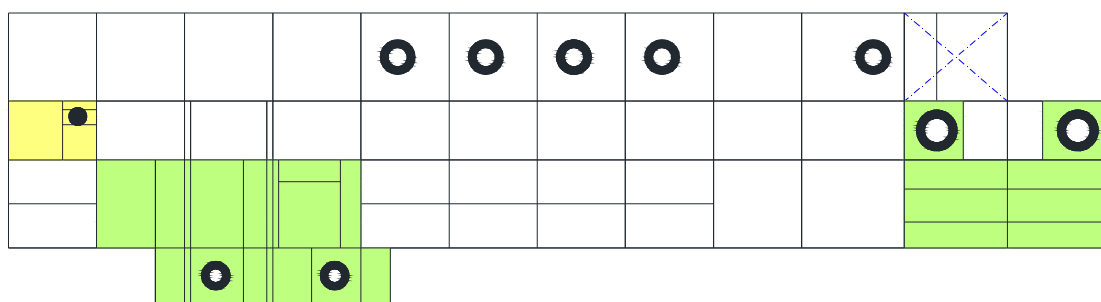
Figura 6.e

Distribuzione dei **CARICHI PERMANENTI** sugli impalcati del fabbricato.

PIANTA 9° PIANO, QUOTA +45.70 m



PIANTA 10° PIANO, QUOTA +50.20 m



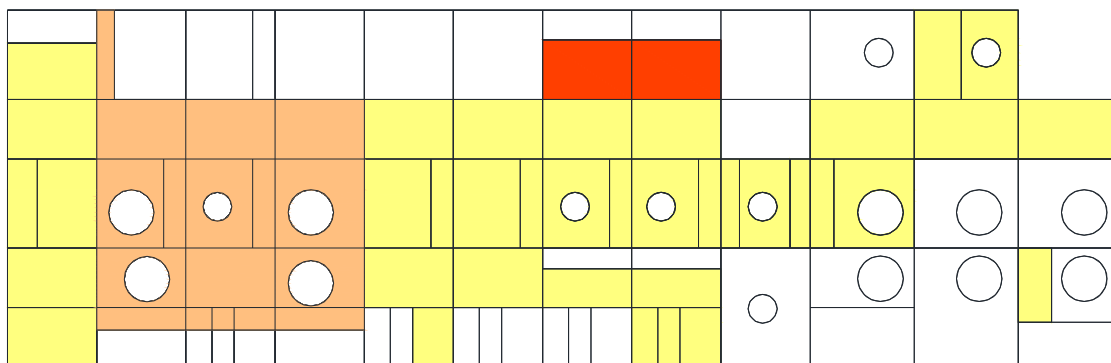
Legenda:

- 0,51 kN/m<sup>2</sup> solaio in legno (valore comprensivo dell'orditura secondaria)
- 0,65 kN/m<sup>2</sup> solaio in lamiera bugnata (valore comprensivo dell'orditura secondaria)
- Impalcato di sostegno degli impianti
- Termine degli impianti
- Spazio occupato dagli impianti
- Zone senza solaio

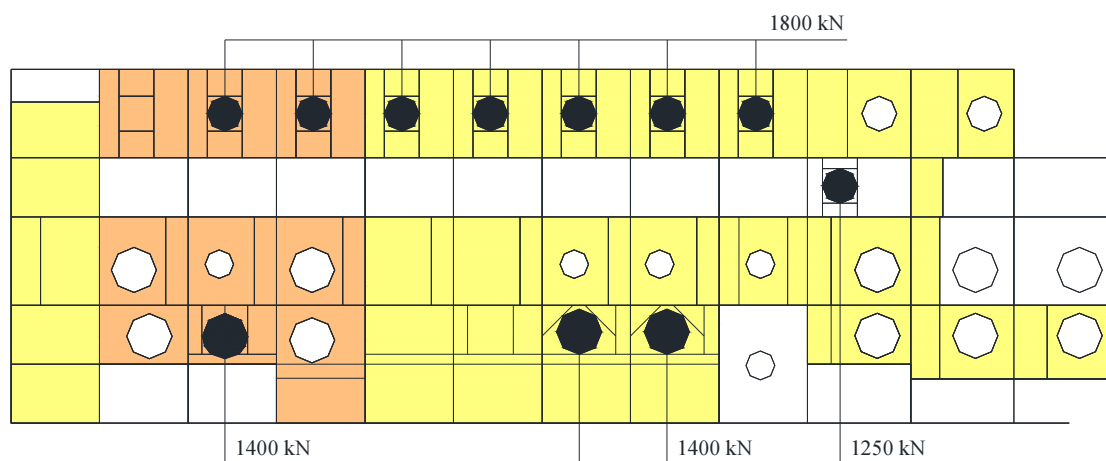
Figura 6.f

**Distribuzione dei SOVRACCARICHI VARIABILI e dei CARICHI DEGLI IMPIANTI sugli impalcati del fabbricato.**

PIANTA 1° PIANO, QUOTA +12.50 m



PIANTA 2° PIANO, QUOTA +16.50 m



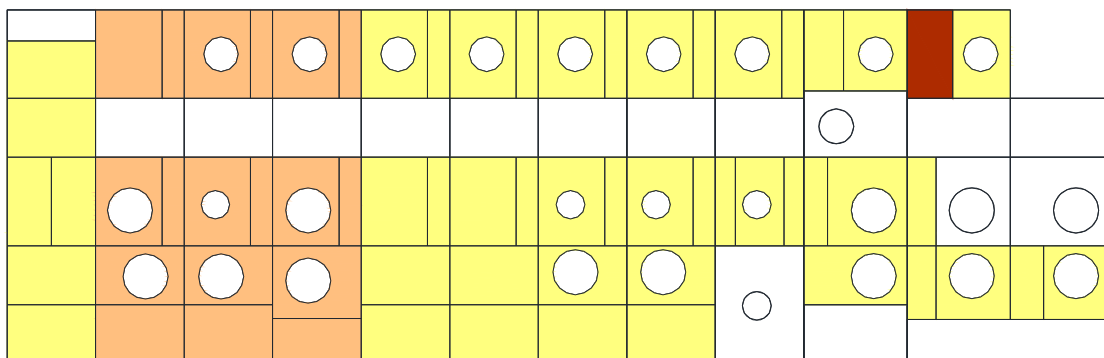
Legenda:

- $q_1 = 2 \text{ kN/m}^2$
- $q_2 = 2.75 \text{ kN/m}^2$
- $q_3 = 5 \text{ kN/m}^2$
- Impalcato di sostegno degli impianti
- Spazio occupato dagli impianti
- Zone senza solaio

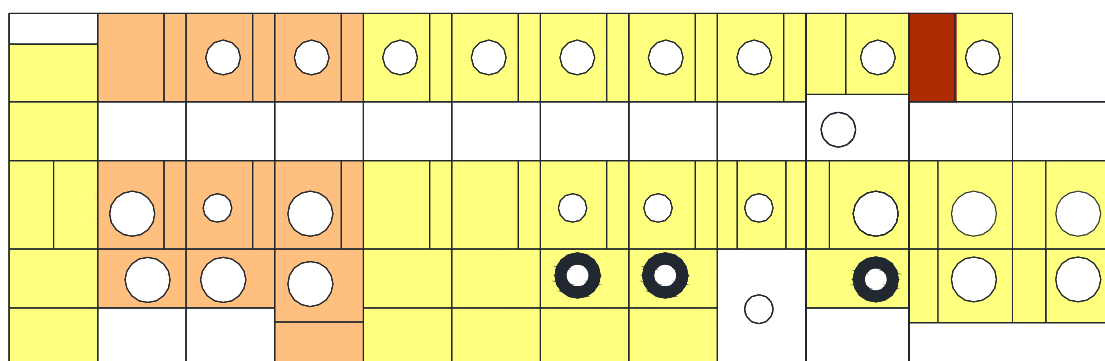
Figura 6.g

**Distribuzione dei SOVRACCARICHI VARIABILI e dei CARICHI DEGLI IMPIANTI sugli impalcati del fabbricato.**

PIANTA 3° PIANO, QUOTA +20.50 m



PIANTA 4° PIANO, QUOTA +24.50 m



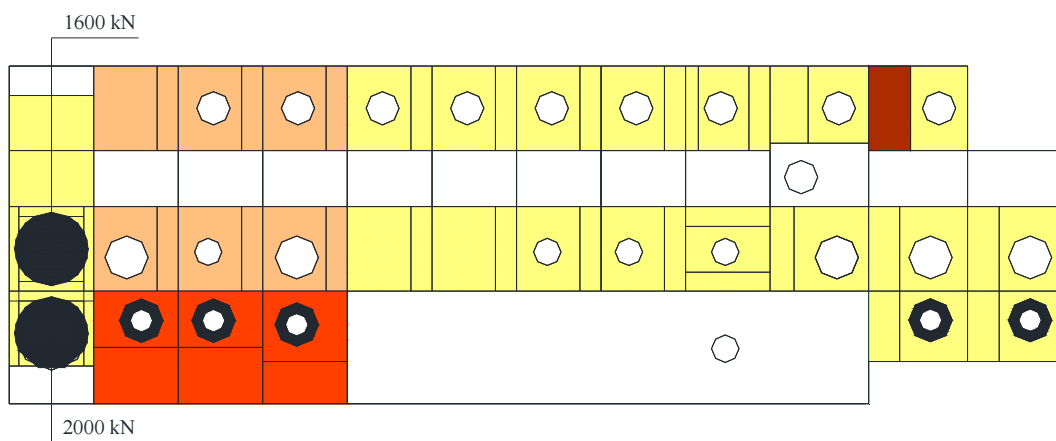
**Legenda:**

- $q_1 = 2 \text{ kN/m}^2$
- $q_2 = 2.75 \text{ kN/m}^2$
- $q_4 = 20 \text{ kN/m}^2$
- Termine degli impianti
- Spazio occupato dagli impianti
- Zone senza solaio

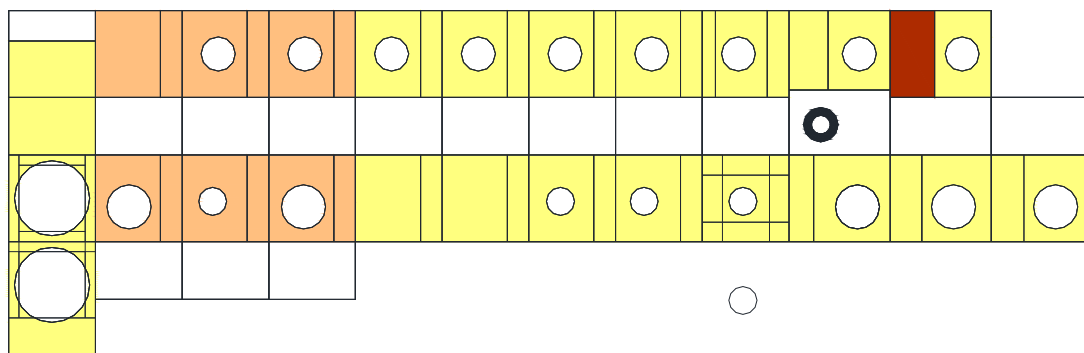
Figura 6.h

**Distribuzione dei SOVRACCARICHI VARIABILI e dei CARICHI DEGLI IMPIANTI sugli impalcati del fabbricato.**

PIANTA 5° PIANO, QUOTA +28.50 m



PIANTA 6° PIANO, QUOTA +32.50 m



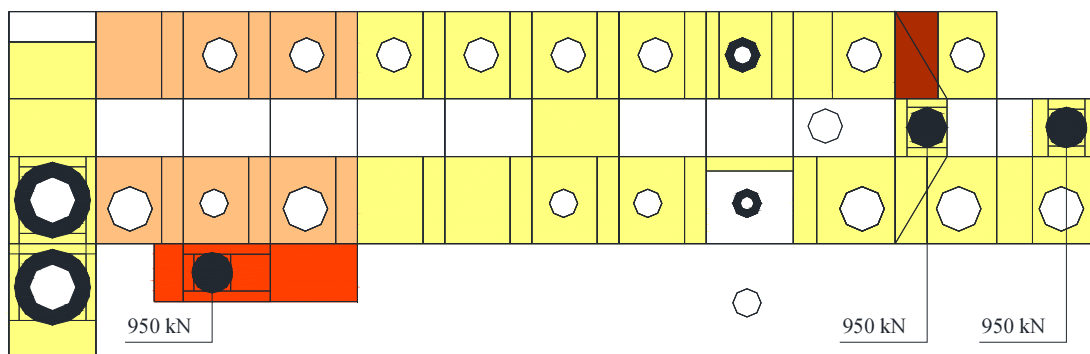
**Legenda:**

- $q_1 = 2 \text{ kN/m}^2$
- $q_2 = 2.75 \text{ kN/m}^2$
- $q_3 = 5 \text{ kN/m}^2$
- $q_4 = 20 \text{ kN/m}^2$
- Impalcato di sostegno degli impianti
- Termine degli impianti
- Spazio occupato dagli impianti
- Zone senza solaio

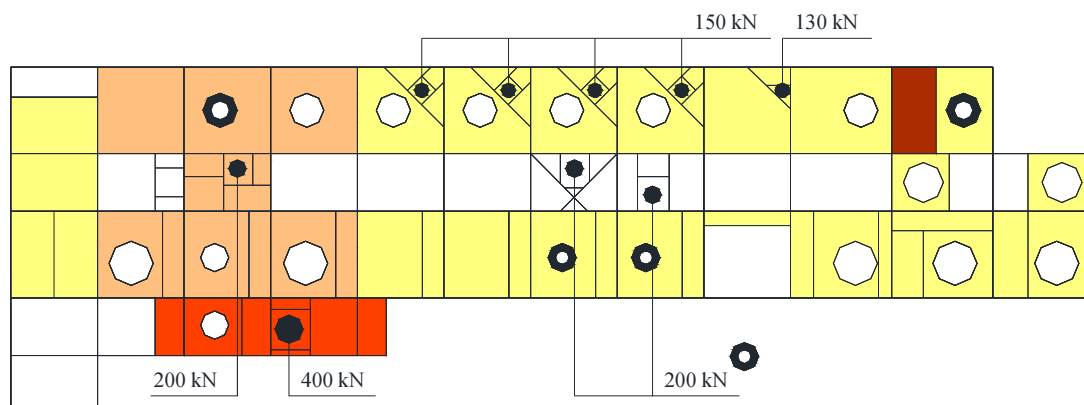
Figura 6.i

**Distribuzione dei SOVRACCARICHI VARIABILI e dei CARICHI DEGLI IMPIANTI sugli impalcati del fabbricato.**

PIANTA 7° PIANO, QUOTA +36.50 m



PIANTA 8° PIANO, QUOTA +40.50 m



Legenda:

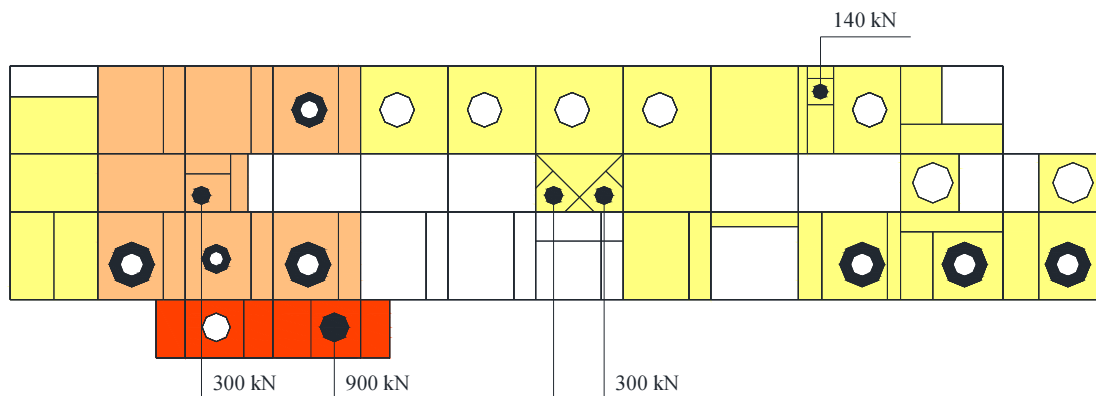
- $q_1 = 2 \text{ kN/m}^2$
- $q_2 = 2.75 \text{ kN/m}^2$
- $q_3 = 5 \text{ kN/m}^2$
- $q_4 = 20 \text{ kN/m}^2$
- Impalcato di sostegno degli impianti
- Termine degli impianti
- Spazio occupato dagli impianti
- Zone senza solaio

Figura 6.1

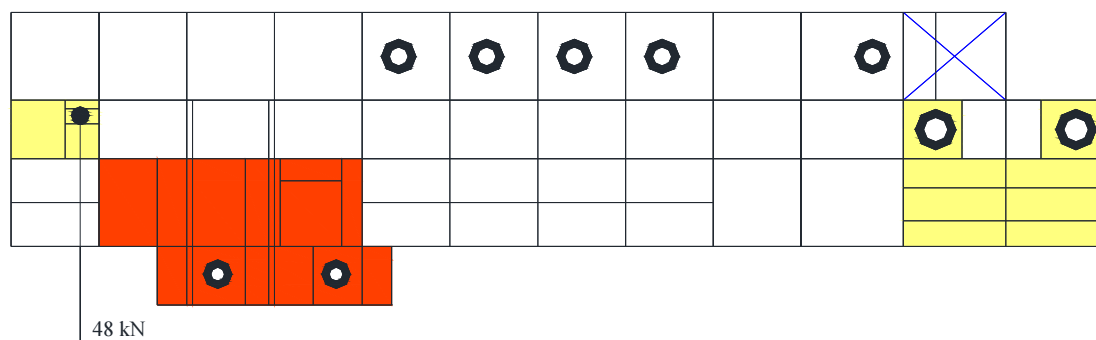


**Distribuzione dei SOVRACCARICHI VARIABILI e dei CARICHI DEGLI IMPIANTI sugli impalcati del fabbricato.**

PIANTA 9° PIANO, QUOTA +45.70 m



PIANTA 10° PIANO, QUOTA +50.20 m



**Legenda:**

- $q_1 = 2 \text{ kN/m}^2$
- $q_2 = 2.75 \text{ kN/m}^2$
- $q_3 = 5 \text{ kN/m}^2$
- Impalcato di sostegno degli impianti
- Termine degli impianti
- Spazio occupato dagli impianti
- Zone senza solaio

Figura 6.m

### 6.3 Azione del vento [§3.3 NTC]

L'azione del vento calcolata secondo il DM del 14/01/08 in funzione dell'altezza al suolo  $z$  risulta data dalla seguente espressione:

$$p(z) = q_b \cdot c_e(z) \cdot c_p \cdot c_d$$

dove:

$q_b$ : pressione cinetica di riferimento pari a  $0,5 \rho v_b^2$ ;

$v_b$ : velocità di riferimento del vento pari a 27 m/sec per la Zona 3;

$\rho$ : densità dell'aria pari a  $1,25 \text{ kg/m}^3$ ;

$c_e(z)$ : coefficiente di esposizione funzione della categoria di esposizione del sito e del coefficiente di tipografia  $c_t$  pari a :

$$\begin{aligned} c_e(z) &= k_r \cdot 2 \cdot c_t \ln(z/z_0) [7 + c_t \ln(z/z_0)] && \text{per } z \geq z_{\min} \\ c_e(z) &= c_e(z_{\min}) && \text{per } z < z_{\min}; \end{aligned}$$

$c_p$ : coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico), funzione della tipologia e della geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento;

$c_d$ : coefficiente dinamico con cui si tiene conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alle vibrazioni strutturali. Per edifici ricorrenti di forma regolare non eccedenti gli 80 m di altezza può essere assunto cautelativamente pari ad 1.

La velocità di riferimento  $v_b$  è data dall'espressione:

$$\begin{aligned} v_b &= v_{b,0} && \text{per } a_s \leq a_0 \\ v_b &= v_{b,0} + k_a (a_s - a_0) && \text{per } a_0 < a_s \leq 1500 \text{ m} \end{aligned}$$

dove:

$v_{b,0}$ ,  $a_0$ ,  $k_a$  sono parametri legati alla regione in cui sorge la costruzione in esame, in funzione delle zone definite categorie di esposizione;

$a_s$  è l'altitudine sul livello del mare (in m) del sito ove sorge la costruzione.

Nel caso in esame per la zona 3 che comprende la Regione Toscana si ha:

$$v_{b,0} = 27 \text{ m/s}$$

$$a_0 = 500 \text{ m}$$

$$k_a = 0.020 \text{ 1/s}$$

Conoscendo:

- $a_s = 15 \text{ m}$  altitudine del sito sul livello del mare;
- $v_b = v_{b,0} = 27 \text{ m/s} \rightarrow a_s = 15 \text{ m} \leq 500 \text{ m}$ ;
- $q_b = 456 \text{ N/m}^2$  pressione cinetica di riferimento;
- classe di rugosità: **B** (aree suburbane, industriali e boschive);
- categoria di esposizione: **III** (entro 10 km dalla costa);
- $k_r = 0,20$ ;
- $z_0 = 0,10 \text{ m}$ ;
- $z_{\min} = 5 \text{ m}$ ;

-  $c_t(z) = 1,0$  coefficiente di topografia;

Si calcola il coefficiente di esposizione e si riporta in un grafico visibile in Figura 6-1 l'andamento del coefficiente di esposizione al variare dell'altezza sul suolo.

$$c_e(z_{min}) = 1,71$$

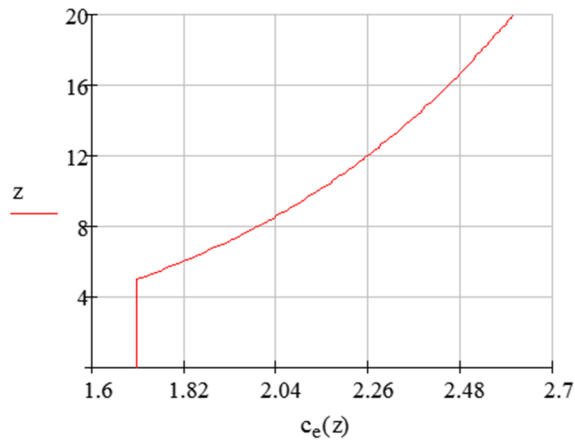


Figura 6-1 coefficiente di esposizione al variare dell'altezza al suolo

Assumendo i seguenti coefficienti di forma esterni ed interni per strutture non stagne:

$c_{pe+} = +0,80$  coefficiente di forma per parete sopravvento;  
 $c_{pe-} = -0,40$  coefficiente di forma per parete sottovento;  
 $c_{pi} = \pm 0,2$  coefficiente di pressione interna per strutture non stagne.

Si ottengono le pressioni del vento riportate in Tabella 6-1 e 6-2 agenti a ogni piano del fabbricato relative ai seguenti quattro casi:

- |  |                                 |
|--|---------------------------------|
| A. Pressione sopravvento e $c_{pi} = +0,2$ : | $c_p = c_{pe+} + c_{pi} = 1$    |
| B. Pressione sottovento e $c_{pi} = +0,2$ :  | $c_p = c_{pe-} + c_{pi} = -0,2$ |
| C. Pressione sopravvento e $c_{pi} = -0,2$ : | $c_p = c_{pe+} + c_{pi} = 0,6$  |
| D. Pressione sottovento e $c_{pi} = -0,2$ :  | $c_p = c_{pe-} + c_{pi} = -0,6$ |

Piano	quota [m]	A. Pressione sopravvento e $c_{pi}=+0,2$ [kN/mq]	B. Pressione sottovento e $c_{pi}=+0,2$ [kN/mq]
1	4	0.78	0.16
2	8	0.91	0.18
3	12	1.03	0.21
4	16	1.12	0.22
5	20	1.19	0.24
6	24	1.25	0.25

Piano	quota [m]	A. Pressione sopravvento e $c_{pi}=+0,2$ [kN/mq]	B. Pressione sottovento e $c_{pi}=+0,2$ [kN/mq]
7	28	1.3	0.26
8	32	1.34	0.27
9	37,2	1.39	0.28
10	41,7	1.43	0.29
11	46,5	1.47	0.29

Tabella 6-1 Pressioni del vento agente sul fabbricato (caso  $C_{pi} = + 0,2$ )

Piano	quota [m]	C. Pressione sopravvento e $c_{pi}=-0,2$ [kN/mq]	D. Pressione sottovento e $c_{pi}=-0,2$ [kN/mq]
1	4	0.47	0.47
2	8	0.55	0.55
3	12	0.62	0.62
4	16	0.67	0.67
5	20	0.71	0.71
6	24	0.75	0.75
7	28	0.78	0.78
8	32	0.81	0.81
9	37,2	0.84	0.84
10	41,7	0.86	0.86
11	46,5	0.88	0.88

Tabella 6-2 Pressioni del vento agente sul fabbricato (caso  $C_{pi} = - 0,2$ )

Per la determinazione delle azioni dovute al vento diretto normalmente alle linee di colmo si considera:

$c_{pe} = -0,40$  coefficiente di forma;

$c_{pi} = \pm 0,2$  coefficiente di pressione interna per strutture non stagne.

Ottenendo quindi i valori di pressione del vento riportati in Tabella 6-3:

Piano	quota [m]	Pressione con $c_{pi}=+0,2$ [kN/mq]	Pressione con $c_{pi}=-0,2$ [kN/mq]
5	20	0.24	0.71
8	32	0.27	0.81

Piano	quota [m]	Pressione con $c_{pi}=+0,2$ [kN/mq]	Pressione con $c_{pi}=-0,2$ [kN/mq]
10 bis	44,7	0.29	0.87

Tabella 6-3 Pressioni del vento agente sulla copertura in direzione normale alle linee di colmo

Per la determinazione delle azioni dovute al vento diretto parallelamente alle linee di colmo si considera:

$c_{pe+} = 0,30 \cdot \alpha - 1$	coefficiente di forma per parete sopravvento;
$c_{pe-} = -0,40$	coefficiente di forma per parete sottovento;
$c_{pi} = \pm 0,2$	coefficiente di pressione interna per strutture non stagne;
$\alpha = 27^\circ$	angolo di inclinazione della falda.

Piano	Quota [m]	Pressione sopravvento e $c_{pi}=+0,2$ [kN/mq]	Pressione sottovento e $c_{pi}=+0,2$ [kN/mq]
5	20	0.01	0.24
8	32	0.01	0.27
10bis	44,7	0.01	0.29

Piano	Quota [m]	Pressione sopravvento e $c_{pi}=-0,2$ [kN/mq]	Pressione sottovento e $c_{pi}=-0,2$ [kN/mq]
5	20	0.46	0.71
8	32	0.52	0.81
10bis	44,7	0.57	0.87

#### 6.4 Azione della neve [§ 3.4 NTC]

Il carico neve sulla copertura è stato valutato con la seguente espressione:

$$q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t$$

dove:

$q_s$ : carico neve sulla copertura;

$\mu_i$ : coefficiente di forma della copertura, fornito al successivo § 3.4.5;

$q_{sk}$ : è il valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo [kN/m<sup>2</sup>] per un periodo di ritorno di 50 anni;

$C_E$ : coefficiente di esposizione;

$C_t$ : coefficiente termico.

Il carico agisce in direzione verticale ed è riferito alla proiezione orizzontale della superficie della copertura.

- Per le coperture ad una falda piane o inclinate si assume:

$$\mu_1 = 0.80 \quad \text{per } 0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ;$$

$$\mu_1 = 0.80 + (60 - \alpha)/30 \quad \text{per } 30^\circ \leq \alpha \leq 60^\circ;$$

$$\mu_1 = 0 \quad \text{per } \alpha \geq 60^\circ;$$

Nel caso in esame la costruzione è sita nel comune di Rosignano Marittimo, quindi in Zona III ad una altitudine di 15 m sul livello del mare si ha:

- $q_{sk} = 0.60 \text{ kN/m}^2$  per  $a_s < 200 \text{ m}$ .
- $C_E = 1$  per classe di topografia Normale - Aree in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi
- $C_t = 1$ ;
- $\mu_1 = 0.80$  ( $0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$ )

$$q_{s1} = 0.48 \text{ kN/m}^2.$$

- Per le coperture adiacenti o vicine a costruzioni più alte [§C 3.4.5.6] si assume un carico neve massimo che tiene conto della possibilità che la neve si accumuli nella parte inferiore. Quindi si considera:

$$\mu_2 = \mu_s + \mu_w$$

dove:

$\mu_s$ : coefficiente di forma per il carico neve dovuto allo scivolamento della neve dalla copertura superiore, che vale:

$$\text{per } \alpha \leq 15^\circ, \quad \mu_s = 0$$

per  $\alpha > 15^\circ$   $\mu_s$  è calcolato in ragione del 50% del carico totale massimo insistente sulla falda della copertura superiore, valutato con riferimento al valore del coefficiente di forma appropriato per detta falda.

$\mu_w$ : coefficiente di forma per il carico neve dovuto alla redistribuzione operata dal vento che vale:

$$\mu_w = (b_1 + b_2)/2h \leq \gamma h/q_{sk}$$

in cui  $\gamma$  è il peso dell'unità di volume della neve ( $\text{kN/m}^3$ ), che per i presenti calcoli può essere assunto pari a  $2 \text{ kN/m}^3$  e  $b_1$ ,  $b_2$  e  $h$  sono rappresentati in Figura 6-2.



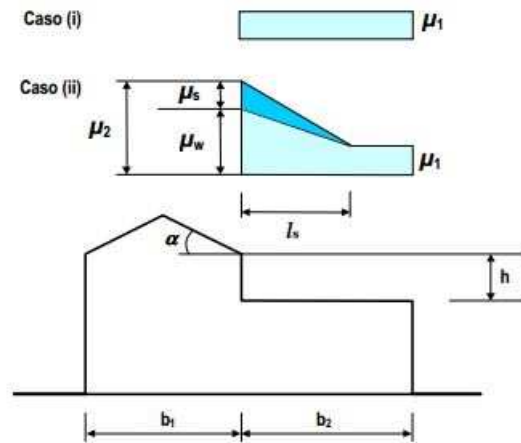


Figura 6-2 Coefficiente di forma per il carico neve - Coperture adiacenti a costruzioni più alte

Per la copertura adiacente a quota + 40.50 m si ottiene:

- $q_{sk} = 0.60 \text{ kN/m}^2$ ;
- $C_E = 1$ ;
- $C_t = 1$ ;
- $\mu_2 = 1.27$

$$q_{s2} = 0.76 \text{ kN/m}^2;$$

Per la copertura adiacente a quota + 28.50 m si ottiene:

- $q_{sk} = 0.60 \text{ kN/m}^2$ ;
- $C_E = 1$ ;
- $C_t = 1$ ;
- $\mu_2 = 0.70$

$$q_{s3} = 0.42 \text{ kN/m}^2$$

## 6.5 Azioni della temperatura [§3.5.5 NTC]

Si considera una variazione uniforme di temperatura poiché si reputa che la temperatura non costituisca azione fondamentale per la sicurezza o per l'efficienza funzionale della struttura.

La struttura in esame presenta una struttura in acciaio esposta e per tanto si assume una variazione uniforme di temperatura pari a:

$$\Delta T_u = \pm 25 \text{ } ^\circ\text{C}.$$

## 6.6 Azione sismica [§3.2.3]

L'azione sismica sulla struttura in esame è caratterizzata da due componenti traslazionali X e Y nel piano orizzontale, tra loro ortogonali, considerate tra loro indipendenti.

L'azione sismica in direzione verticale non viene presa in considerazione poiché non significativa per la struttura in esame.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa  $a_g$  in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (suolo di categoria **A** quale definita al § 3.2.2 delle NTC), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente  $S_e(T)$ , con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza  $P_{VR}$ , come definite nella **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**, nel periodo di riferimento  $V_R$  definito in **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**

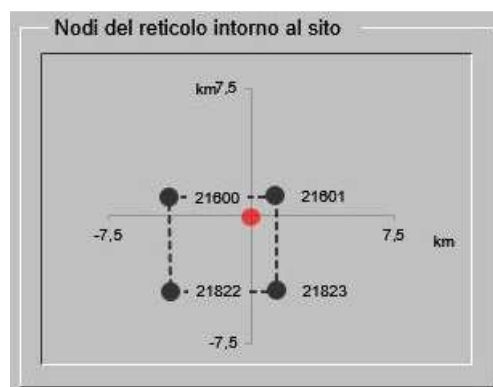
Stati limite		$P_{VR}$ : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento $V_R$
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

Tabella 6-4 Probabilità di superamento  $P_{VR}$  al variare dello stato limite considerato

Le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{VR}$ , a partire dai valori dei parametri su sito di riferimento rigido orizzontale.

Nel caso specifico essendo:

- Latitudine del sito: **43,385176**
- Longitudine del sito: **10,446441**



- Classe d'uso: **III**
- Vita nominale ( $V_N$ ): **50 anni**
- Coefficiente d'uso ( $C_U$ ): **1.5**
- Periodo di riferimento ( $V_R = V_N \times C_U$ ): **75 anni**

si ha per gli stati limite da verificare:

Stati limite	$T_r$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_0$	$T_C^*$ [s]
Salvaguardia Vita (SLV)	712	0.127	2.501	0.274

Tabella 6-5 Parametri di pericolosità sismica del sito

dove:

$T_r$  periodo di ritorno in anni avente una probabilità di superamento  $P_{V_R}$  (definita in Tabella 6-4) nel periodo  $V_r$  definito in **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**;

$a_g$  accelerazione orizzontale massima al sito;

$F_0$  valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale.

$T_C^*$  periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

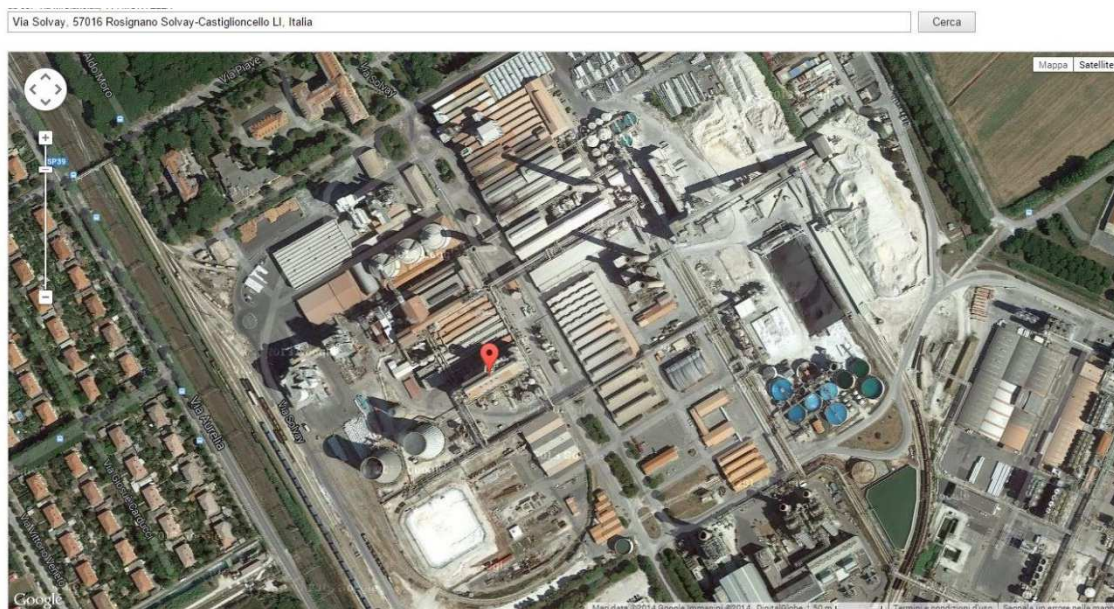


Figura 6-3 Localizzazione del sito su mappa

### 6.6.1 Definizione dello spettro di risposta elastico

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione è espresso da una forma spettrale (spettro normalizzato) riferita ad uno smorzamento convenzionale del 5%, moltiplicata per il valore della accelerazione orizzontale massima  $a_g$  su sito di riferimento rigido orizzontale. Sia la forma spettrale che il valore di  $a_g$  variano al variare della probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{VR}$ .

Per la definizione dello spettro si sono considerate queste caratteristiche del sito:

- categoria suolo **C** (vedi relazione geologica);
- categoria topografica **T1** (vedi relazione geologica).

### 6.6.2 Definizione dello spettro di progetto per gli stati limite ultimi

Ai fini della verifica delle strutture le capacità dissipative delle strutture possono essere messe in conto attraverso una riduzione delle forze elastiche, che tiene conto in modo semplificato della capacità dissipativa anelastica della struttura, della sua sovrarresistenza, dell'incremento del suo periodo proprio a seguito delle plasticizzazioni. In tal caso, lo spettro di progetto  $S_d(T)$  da utilizzare, sia per le componenti orizzontali, sia per la componente verticale, è lo spettro elastico corrispondente riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{V_R}$  considerata, con le ordinate ridotte sostituendo nelle formule dello spettro elastico  $\eta$  con  $1/q$ , dove  $q$  è il fattore di struttura definito nei paragrafi successivi.

Lo spettro di risposta per la componente orizzontale per lo stato limite SLV è il seguente:

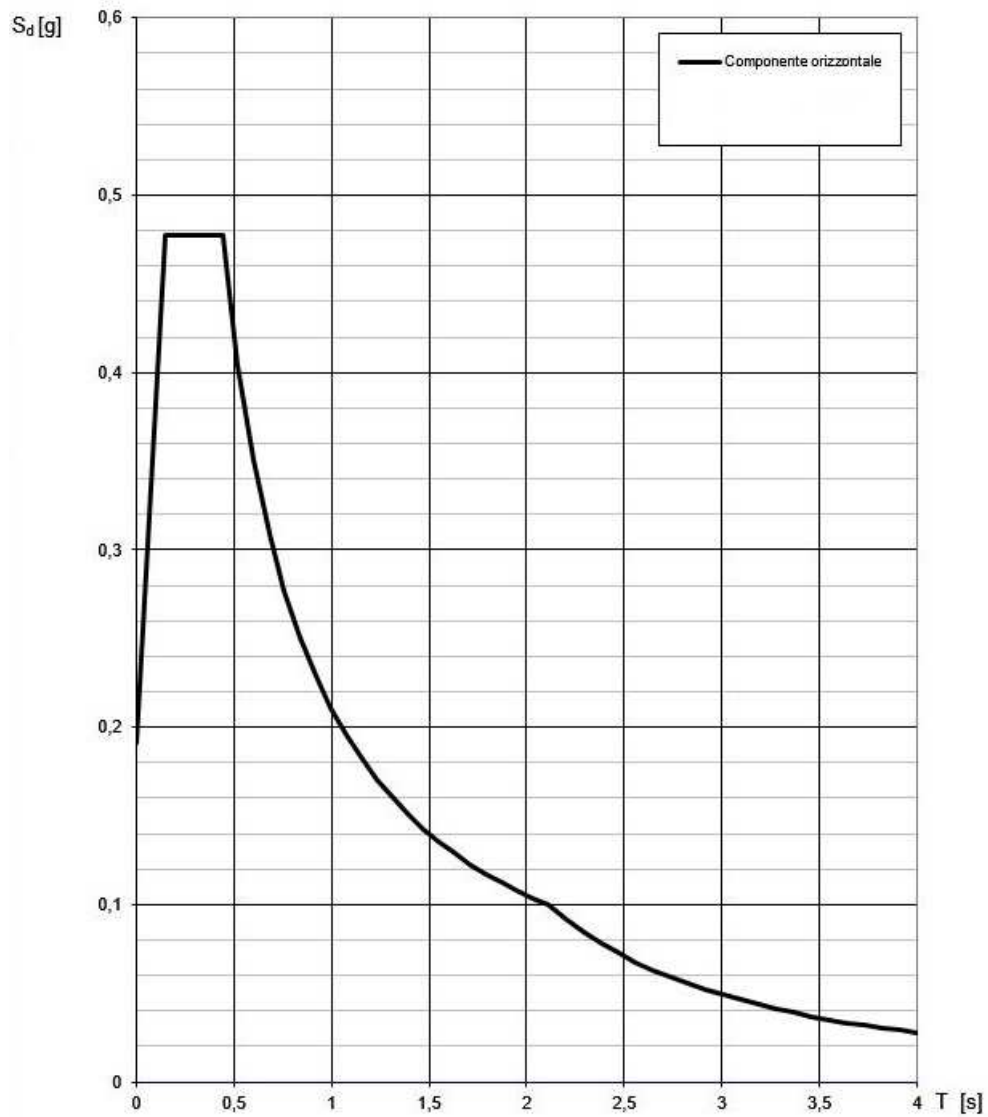


Figura 6-4 Spettro di risposta per lo stato limite SLV (componente orizzontale)

Si tratta di uno spettro “elastico”, avendo assunto cautelativamente un fattore di struttura unitario ( $q=1$ ).



## **6.7 Le combinazioni di carico**

In questo capitolo verranno spiegate le combinazioni di carico che sono state utilizzate per le analisi eseguite sulla struttura, partendo dalla definizione dei tipi di carico e delle condizioni di carico. Verrà inoltre illustrata la metodologia con cui queste combinazioni di carico sono state inserite nel programma di calcolo SAP2000.

### **6.7.1 I tipi di carico o “load patterns”**

Con il termine “load pattern” (in italiano “tipo di carico”) si intende la distribuzione spaziale di uno specifico insieme di forze, di spostamenti o di altri effetti che agiscono su una struttura. Per quanto concerne la struttura in esame sono stati inseriti in SAP2000 i seguenti “load patterns”:

- PESO PROPRIO;
- PERMANENTI STRUTTURALI;
- PERMANENTI NON STRUTTURALI;
- SOVRACCARICHI CAT.E2;
- NEVE;
- VENTO\_X +0.2 Sopravento;
- VENTO\_X +0.2 Sottovento+Copertura;
- VENTO\_Y +0.2 Sopravento;
- VENTO\_Y +0.2 Sottovento+Copertura
- VENTO\_X -0.2 Sopravento;
- VENTO\_X -0.2 Sottovento+Copertura;
- VENTO\_Y -0.2 Sopravento;
- VENTO\_Y -0.2 Sottovento+Copertura
- TEMPERATURA;
- SISMA\_X\_SLV;
- Mt\_X\_SLV;
- SISMA\_Y\_SLV;
- Mt\_Y\_SLV.

Le prime tre voci dell’elenco rappresentano le azioni che agiscono durante tutta la vita nominale della costruzione, la cui variazione di intensità nel tempo è così piccola e lenta da poterle considerare, con sufficiente approssimazione, costanti nel tempo.

Le restanti azioni sono quelle che agiscono sulla struttura o sull'elemento strutturale con valori istantanei che possono risultare sensibilmente diversi fra loro nel tempo.

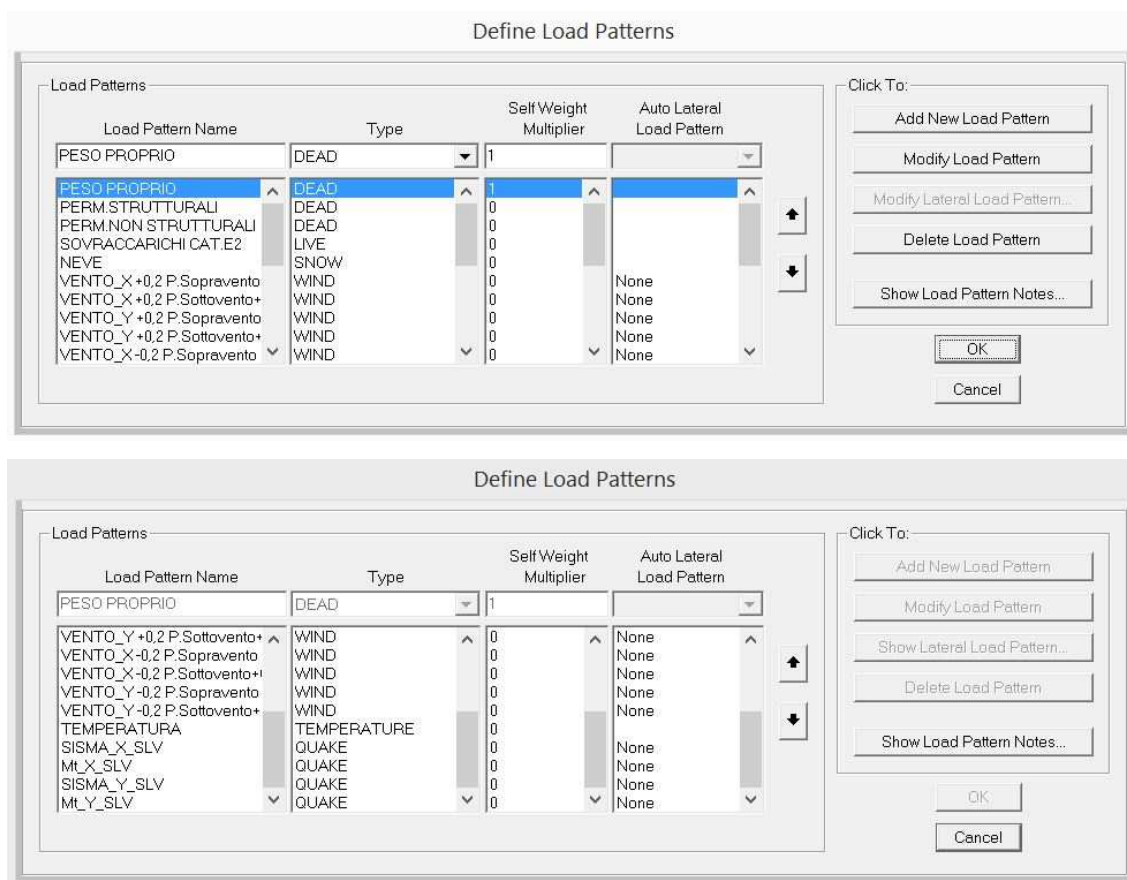


Figura 6-5 Definizione dei Load Patterns in SAP2000

### 6.7.2 Le condizioni di carico o “load cases”

Il “load case” (in italiano “condizione di carico”) definisce come la struttura risponde (linearmente o non linearmente) e come è eseguita l’analisi (ad esempio attraverso un’analisi modale).

Ad ognuno dei tipi di carico definito in precedenza viene fatto corrispondere un “load case”: il programma, nella fase di calcolo, eseguirà un’analisi considerando solo quel tipo di carico.

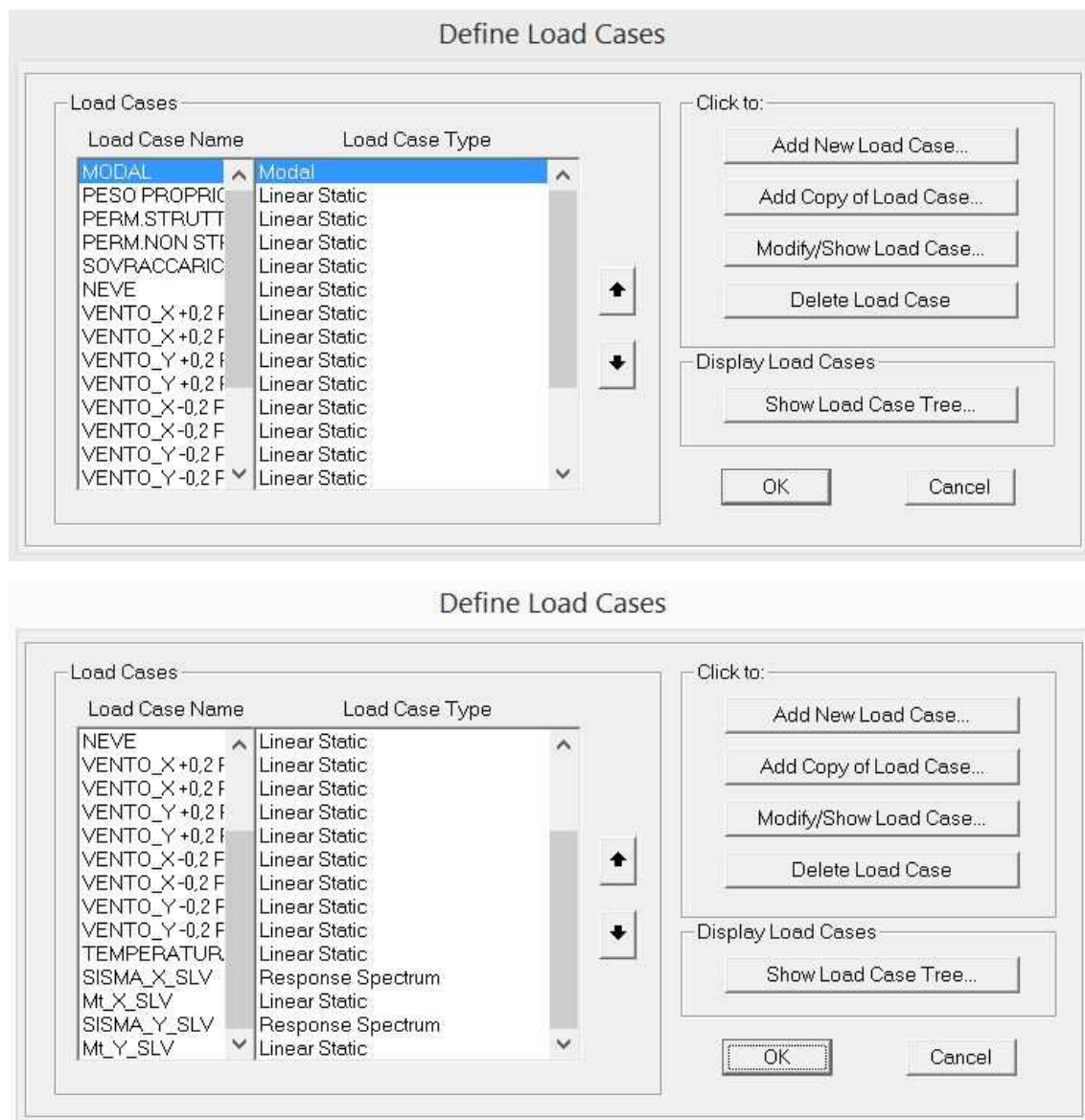


Figura 6-6 Definizione dei Load Cases in SAP2000

In questa fase il programma viene quindi istruito sulle analisi che dovrà effettuare, che nello specifico sono:

- **Analisi lineare statica:** per quanto riguarda i carichi permanenti, i carichi permanenti portati e i carichi variabili.
- **Analisi dinamica modale:** per determinare i modi di vibrare della struttura e i relativi periodi. La condizione di carico è stata denominata “MODAL”.
- **Analisi dinamica modale con spettro di risposta:** eseguita sulla base dello spettro di risposta determinato precedentemente, per valutare gli effetti della forza sismica secondo x ( $S_x$ ) e secondo y ( $S_y$ ).

Tenendo conto di questo è stata definita la massa e inserita in SAP200 nel modo seguente:

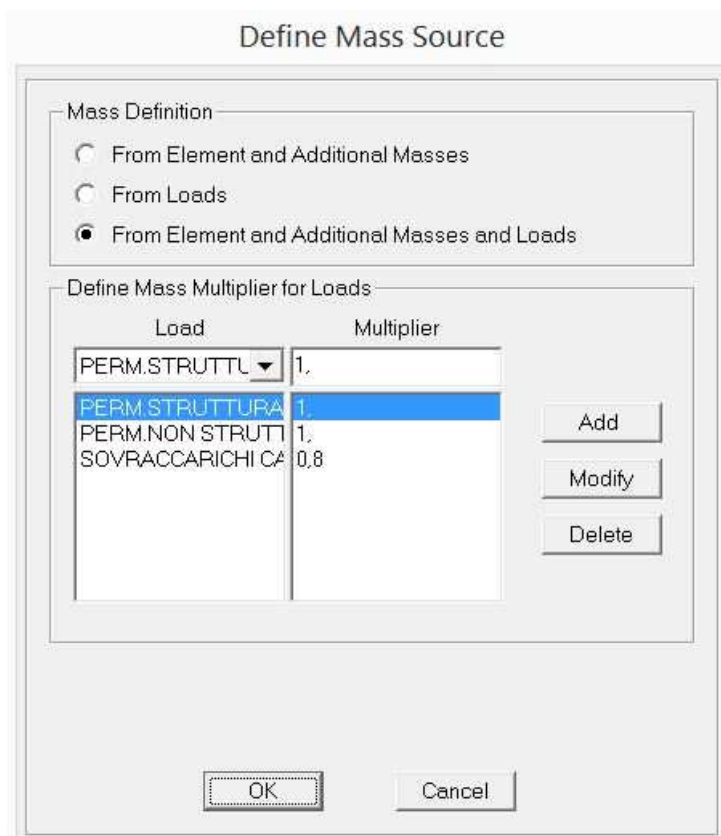


Figura 6-7 Definizione della Mass Source in SAP2000

### 6.7.3 Le combinazioni di carico o “load combinations”

Le “load combinations” (in italiano “combinazioni di carico”) consistono nella somma dei risultati delle analisi di determinati “load cases”. Per gli stati limite si adotteranno le combinazioni previste nel D.M. del 14.01.2008. Essendo:

- $G_1$  il valore caratteristico dei carichi permanenti strutturali;
- $G_2$  il valore caratteristico dei carichi permanenti non strutturali;
- $P$  il valore caratteristico della forza di precompressione;
- $E$  il valore caratteristico dell'azione sismica;
- $Q_{k1k}$  il valore caratteristico delle azioni variabili tra loro indipendenti;
- $\gamma_{Gi}, \gamma_P, \gamma_{Qj}$  valori dei coefficienti parziali di sicurezza
- $\psi_{0i}$  coefficiente atto a definire i valori rari delle azioni variabili.
- $\psi_{1i}$  coefficiente atto a definire i valori frequenti delle azioni variabili, assimilabili ai frattili di ordine 0,95 delle distribuzioni dei valori istantanei;
- $\psi_{2i}$  coefficiente atto a definire i valori quasi permanenti delle azioni variabili, assimilabili ai valori medi delle distribuzioni dei valori istantanei;

#### SLU stati limite ultimi (in assenza di sisma)

Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU)

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

SL in presenza di azioni sismiche

Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

Nella tabella seguente si riportano i valori dei coefficienti parziali:

Categoria/Azione variabile	$\psi_{0j}$	$\psi_{ij}$	$\psi_{2j}$
<b>Categoria E</b> – Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1.0	0.9	0.8
<b>Vento</b>	0.6	0.2	0.0
<b>Neve (a quota <math>\leq 1000</math> m s.l.m.)</b>	0.5	0.2	0.0
<b>Variazioni termiche</b>	0.6	0.5	0.0

Tabella 6-6 Valori dei coefficienti di combinazione

Le verifiche agli stati limite devono essere eseguite per tutte le più gravose condizioni di carico che possono agire sulla struttura, valutando gli effetti delle combinazioni precedentemente definite.

Nelle verifiche agli stati limite ultimi si distinguono:

- lo stato limite di equilibrio come corpo rigido: EQU
- lo stato limite di resistenza della struttura compresi gli elementi di fondazione: STR
- lo stato limite di resistenza del terreno: GEO

		Coefficiente $\gamma_F$	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	$\gamma_{G1}$	0.9	1.0	1.0
	sfavorevoli		1.1	1.3	1.0
Carichi permanenti non strutturali	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0.0	0.0	0.0
	sfavorevoli		1.3	1.3	1.0
Carichi variabili	favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0.0	0.0	0.0



		Coefficiente $\gamma_F$	EQU	A1 STR	A2 GEO
	sfavorevoli		1.5	1.5	1.3

*Tabella 6-7 Coefficienti parziali per le azioni o per effetto delle azioni nelle verifiche SLU*

La tabella sovrastante fornisce i valori dei coefficienti parziali delle azioni da assumere per la determinazione degli effetti delle azioni nelle verifiche agli stati limite ultimi.

Per le verifiche nei confronti degli stati limite ultimi strutturali (SLU) si utilizzano i coefficienti parziali  $\gamma_F$  relativi alle azioni riportati nella colonna A1 STR della Tabella 6-7.

### 6.7.3.1 Combinazione statica agli SLU

Si riportano di seguito le combinazioni prese in considerazione per l'analisi:

COMBINAZIONI SLU										
N.COMBINAZIONE	DEAD	PERM STRUTT	PERM NON STRUTT	SOVRACCARICHI CAT E2	NEVE	VENTO_X -0,2	VENTO_Y -0,2	VENTO_X +0,2	VENTO_Y +0,2	TEMPERATURA
1	1,3	1,3	1,5	1,5	-	-	-	-	-	-
2	1,3	1,3	1,5	1,5	0,75	0,9	-	-	-	0,9
3	1,3	1,3	1,5	1,5	0,75	0,9	-	-	-	-0,9
4	1,3	1,3	1,5	1,5	0,75	-	0,9	-	-	0,9
5	1,3	1,3	1,5	1,5	0,75	-	0,9	-	-	-0,9
6	1,3	1,3	1,5	1,5	0,75	-	-	0,9	-	0,9
7	1,3	1,3	1,5	1,5	0,75	-	-	0,9	-	-0,9
8	1,3	1,3	1,5	1,5	0,75	-	-	-	0,9	0,9
9	1,3	1,3	1,5	1,5	0,75	-	-	-	0,9	-0,9
10	1,3	1,3	1,5	-	1,5	-	-	-	-	-
11	1,3	1,3	1,5	1,5	1,5	0,9	-	-	-	0,9
12	1,3	1,3	1,5	1,5	1,5	0,9	-	-	-	-0,9
13	1,3	1,3	1,5	1,5	1,5	-	0,9	-	-	0,9
14	1,3	1,3	1,5	1,5	1,5	-	0,9	-	-	-0,9
15	1,3	1,3	1,5	1,5	1,5	-	-	0,9	-	0,9
16	1,3	1,3	1,5	1,5	1,5	-	-	0,9	-	-0,9
17	1,3	1,3	1,5	1,5	1,5	-	-	-	0,9	0,9
18	1,3	1,3	1,5	1,5	1,5	-	-	-	0,9	-0,9
19	1,3	1,3	1,5	-	-	1,5	-	-	-	-
20	1,3	1,3	1,5	1,5	0,75	1,5	-	-	-	0,9
21	1,3	1,3	1,5	1,5	0,75	1,5	-	-	-	-0,9
22	1,3	1,3	1,5	-	-	-	1,5	-	-	-
23	1,3	1,3	1,5	1,5	0,75	-	1,5	-	-	0,9
24	1,3	1,3	1,5	1,5	0,75	-	1,5	-	-	-0,9
25	1,3	1,3	1,5	-	-	-	-	1,5	-	-
26	1,3	1,3	1,5	1,5	0,75	-	-	1,5	-	0,9
27	1,3	1,3	1,5	1,5	0,75	-	-	1,5	-	-0,9
28	1,3	1,3	1,5	-	-	-	-	-	1,5	-
29	1,3	1,3	1,5	1,5	0,75	-	-	-	1,5	0,9
30	1,3	1,3	1,5	1,5	0,75	-	-	-	1,5	-0,9
31	1,3	1,3	1,5	-	-	-	-	-	-	1,5
32	1,3	1,3	1,5	1,5	0,75	0,9	-	-	-	1,5
33	1,3	1,3	1,5	1,5	0,75	-	0,9	-	-	1,5
34	1,3	1,3	1,5	1,5	0,75	-	-	0,9	-	1,5
35	1,3	1,3	1,5	1,5	0,75	-	-	-	0,9	1,5
36	1,3	1,3	1,5	-	-	-	-	-	-	-1,5
37	1,3	1,3	1,5	1,5	0,75	0,9	-	-	-	-1,5
38	1,3	1,3	1,5	1,5	0,75	-	0,9	-	-	-1,5
39	1,3	1,3	1,5	1,5	0,75	-	-	0,9	-	-1,5
40	1,3	1,3	1,5	1,5	0,75	-	-	-	0,9	-1,5

Tabella 6-8 Combinazioni impiegate per gli stati limite ultimi (SLU)

### 6.7.3.2 Combinazione sismica

Le combinazioni utilizzate per l'analisi con azione sismica sono le seguenti:

COMBINAZIONI SISMA								
N.COMBINAZIONE	SISMA X	Mx	SISMA Y	My	DEAD	PERM STRUTT	PERM NON STRUTT	SOVRACCARICHI CAT E2
1	1	1	0,3	0,3	1	1	1	0,8
2	1	-1	0,3	0,3	1	1	1	0,8
3	1	1	0,3	-0,3	1	1	1	0,8
4	1	-1	0,3	-0,3	1	1	1	0,8
5	0,3	0,3	1	1	1	1	1	0,8
6	0,3	-0,3	1	1	1	1	1	0,8
7	0,3	0,3	1	-1	1	1	1	0,8
8	0,3	-0,3	1	-1	1	1	1	0,8

Tabella 6-9 Combinazioni in presenza di sisma

## 7 Metodo di analisi [§ 2.3 e § 8.3 NTC]

### 7.1 Analisi per azioni non sismiche

Per valutare gli effetti delle azioni per lo stato limite ultimo è stata usata una analisi elastica lineare.

### 7.2 Analisi in presenza di azioni sismiche

Per prima cosa è stato necessario valutare la “regolarità” della struttura al fine di stabilire quale tipo di analisi fosse più opportuna.

Già ad una prima indagine appare chiaro che la struttura presenta diverse criticità, esse del resto è stata progettata in assenza di criteri antisismici e come già sottolineato ha subito una serie di superfetazioni e ampliamenti negli anni che ne condizionano inevitabilmente la risposta.

Il fabbricato DS-PLM è certamente non regolare in pianta a causa della forma allungata e per l'assenza di piani rigidi. È inoltre fortemente irregolare anche in altezza.

Questa irregolarità della struttura rende non utilizzabile un'analisi globale di tipo “statico” (lineare o non lineare). Si è allora deciso di utilizzare un'**Analisi Dinamica Lineare con spettro elastico** come previsto dalla Normativa.

Nel paragrafo successivo si riportano in dettaglio le valutazioni eseguite.

#### 7.2.1 Regolarità strutturale dell'edificio [§7.2.2 NTC]

Per valutare la regolarità della costruzione nel suo complesso, è necessario verificare la regolarità in pianta e in altezza della struttura.

##### 7.2.1.1 Regolarità in pianta

La valutazione dei requisiti di regolarità in pianta viene riportata nella tabella sottostante:

CARATTERISTICA	VALUTAZIONE	VERIFICA
a) Configurazione in pianta compatta e approssimativamente simmetrica rispetto a due direzioni ortogonali, in relazione alla distribuzione di masse e rigidità	L'edificio ha una forma rettangolare, fortemente allungata	NON VERIFICATO
b) Rapporto tra i lati di un rettangolo in cui l'edificio risulta inscritto è inferiore a 4	$75 / 24 = 3,125 < 4$	VERIFICATO

CARATTERISTICA	VALUTAZIONE	VERIFICA
c) Almeno una dimensione di eventuali rientri o sporgenze non supera il 25% della dimensione totale dell'edificio nella direzione del rientro o della sporgenza.	Vi sono alcune rientranze e sporgenze, la massima è in direzione trasversale ed è pari a: $7,00 / 24,00 \times 100 = 25\%$	VERIFICATO
d) Solai infinitamente rigidi nel loro piano rispetto agli elementi verticali	Tutti i solai possono essere considerati non "rigidi" per l'assenza di soletta armata essendo a tavolati di legno	NON VERIFICATO
	<b>NON REGOLARE IN PIANTA</b>	

Tabella 7-1 Regolarità in pianta

### 7.2.1.2 Regolarità in altezza

La struttura si può considerare anche non regolare in altezza dato che i sistemi resistenti, telai e pareti, non si estendono per tutta l'altezza dell'edificio dato che alcune porzioni si interrompono prima dando all'edificio la caratteristica conformazione assai frastagliata in altezza.

In definitiva la struttura risulta **non regolare**, sia **in pianta** che **in elevazione**.

### 7.2.2 Fattore di struttura e classe di duttilità [§ C8.7.2.4 Circolare NTC 2008]

Secondo quanto stabilito dalla normativa il valore del fattore di struttura per edifici "esistenti" "è scelto nel campo fra 1,5 e 3,0 sulla base della regolarità nonché dei tassi di lavoro dei materiali sotto le azioni statiche. Valori superiori a quelli indicati devono essere adeguatamente giustificati con riferimento alla duttilità disponibile a livello locale e globale".

- L'edificio in esame è non regolare sia in pianta che in elevazione
- La tipologia strutturale è quella "mista" a telai e controventi.

Sulla base di queste valutazioni e considerando che la struttura non ha capacità di duttilità ed è dotata di tamponamenti fragili in muratura si è ipotizzato, a favore di sicurezza, un comportamento della struttura in campo elastico attraverso l'utilizzo di un fattore di struttura unitario. Si assume quindi nell'analisi:

$$q = 1$$

### 7.3 Analisi lineare dinamica

Per la struttura in esame si conduce una **analisi lineare dinamica** modale con spettro di risposta elastico.

L'utilizzo di questo tipo di analisi è risultato essere il più idoneo data l'estrema irregolarità della struttura e l'assenza di piani rigidi che fa escludere l'utilizzo di un'analisi statica non lineare (*pushover*) o dinamica non lineare (*time history*). Tali analisi avrebbero potuto dare risultati non attendibili.

L'analisi modale viene condotta utilizzando un modello che tiene conto di un numero di modi di vibrazione sufficiente ad assicurare l'eccitazione di più dell'85% della massa totale.

Per ciascuna direzione di eccitazione (orizzontale  $X$ , orizzontale  $Y$ ), la generica componente di risposta sismica  $E_i$  è stata combinata al fine di ottenere le sollecitazioni e gli spostamenti massimi complessivi utilizzando la combinazione quadratica completa (CQC):

$$E = (\sum_i \sum_j \mu_{ij} E_i E_j)^{1/2}$$

dove

$E$  è il valore della componente di risposta sismica che si sta considerando;

$E_i$  è l'analogo valore della medesima componente dovuta al modo  $i$ ;

$E_j$  è l'analogo valore della medesima componente dovuta al modo  $j$ ;

$\mu_{ij}$  è il coefficiente di correlazione fra il modo  $i$  e il modo  $j$

### 7.4 Effetti torsionali [§7.2.6 NTC]

Per tenere conto della variabilità spaziale del moto sismico, nonché di eventuali incertezze nella localizzazione delle masse, al centro di massa deve essere attribuita una eccentricità accidentale rispetto alla sua posizione quale deriva dal calcolo.

L'eccentricità accidentale in ogni direzione non può essere considerata inferiore a 0,05 volte la dimensione dell'edificio misurata perpendicolarmente alla direzione di applicazione dell'azione sismica. Detta eccentricità è assunta costante, per entità e direzione, su tutti gli orizzontamenti.

Gli effetti torsionali accidentali dell'eccentricità dell'azione sismica si calcolano applicando ad ogni piano un momento torcente di piano calcolato con le forze di piano come nel caso dell'analisi statica:

$$M_{ti} = F_i \cdot e_{ai}$$

La forza  $F_i$  da applicare a ciascun piano è data dalla formula seguente:

$$F_i = F_h \cdot (z_i W_i) / \sum (z_j W_j)$$

dove:

$$F_h = S_d(T_1) W \lambda / g$$

$F_i$  è la forza da applicare al piano  $i$

$W_i$  è il peso delle masse al piano  $i$ ;

$W_j$  sono i pesi delle masse ai piani  $j$ ;

$z_i$  e  $z_j$  sono le altezze dei piani  $i$  e  $j$  rispetto alle fondazioni;

$S_d(T_1)$  è l'ordinata dello spettro di risposta di progetto calcolato per il primo periodo di vibrazione della struttura  $T_1$ ;

$W$  è il peso complessivo della costruzione, calcolato secondo quanto indicato per ogni tipo strutturale;

$\lambda$  è un coefficiente pari a 0,85 se l'edificio ha almeno tre piani e se  $T_1 < 2 T_C$ , pari a 1,0 in tutti gli altri casi;

$g$  è l'accelerazione di gravità.

Poiché l'edificio supera i 40 m di altezza non è stato possibile stimare il primo periodo di vibrazione della struttura  $T_1$  con la formula  $T_1 = C_1 H^{3/4}$ , dove  $H$  è l'altezza dell'edificio, in metri, dal piano di fondazione.

Pertanto come primo periodo di vibrazione si è utilizzato quello effettivo derivante dalle analisi, ovvero:

$$T_1 = 1,17 \text{ s}$$

Inoltre per l'assenza di piani rigidi non è stato possibile applicare al modello il momento torcente come coppia di forze ad un nodo centrale di ogni piano ma tale momento è stato trasformato in una equivalenza di forze in corrispondenza di ogni telaio in direzione  $x$  e  $y$ . Le forze equivalenti da applicare a ciascun telaio di ogni piano sono state ottenute con la formula di Navier:

$$F_i = \frac{M_t \cdot d_i}{\sum d_i^2}$$

dove:

$F_i$  sono le forze equivalenti da applicare ai telai in sostituzione del momento torcente;

$M_t$  è il momento torcente ottenuto dalla moltiplicazione delle forze di piano per l'eccentricità;

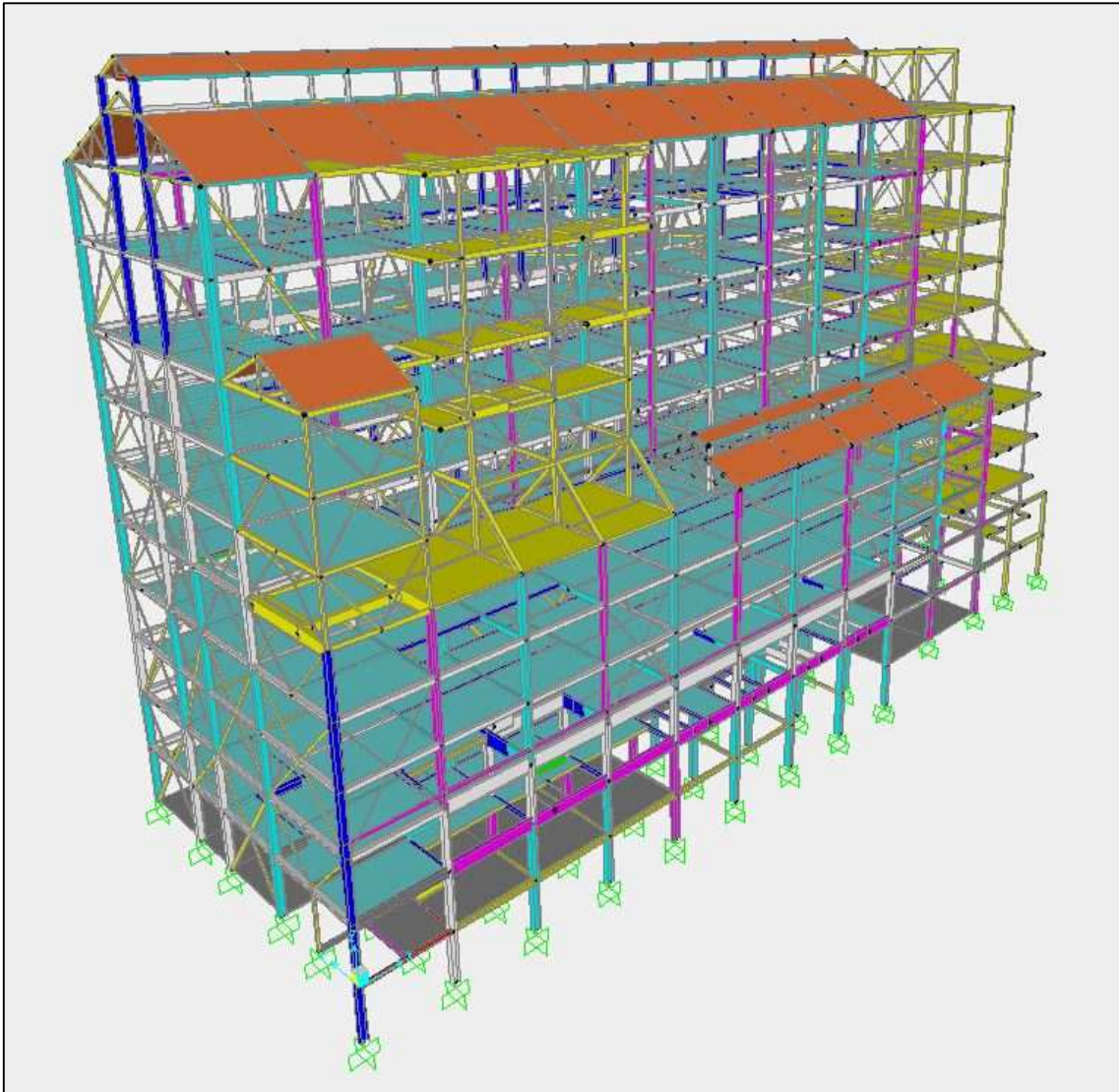
$d_i$  è la distanza del telaio considerato dal punto considerato baricentrico;

$\sum d_i^2$  è la sommatoria dei quadrati di ogni distanza telaio – baricentro.



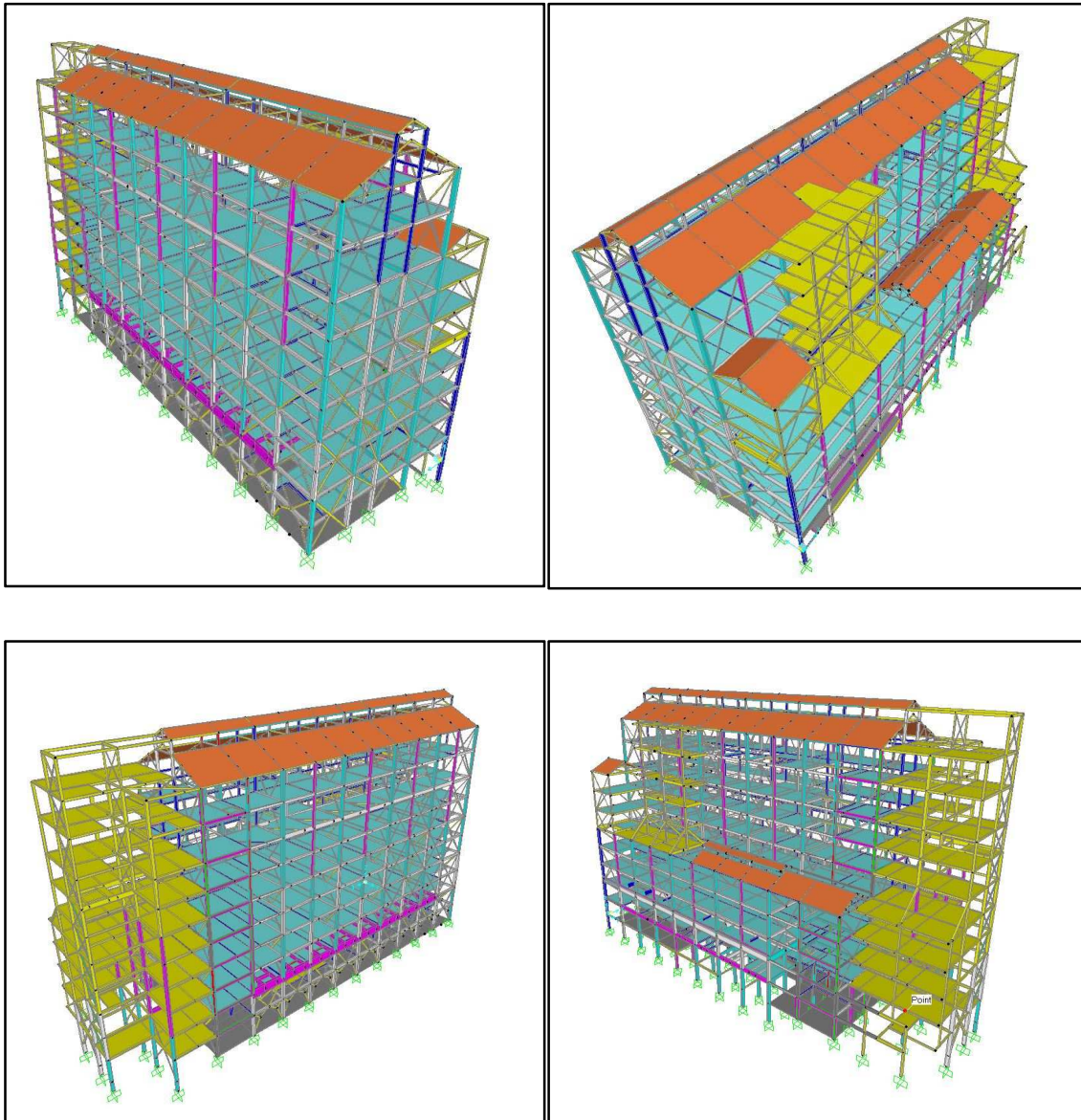
## 7.5 Modellazione numerica

Per la modellazione della struttura è stato utilizzato un modello tridimensionale.



*Figura 7-1 Modello 3D*

Si riportano alcune viste assonometriche del modello:



### 7.5.1 Codici di calcolo

Il modello numerico è stato definito utilizzando il codice di calcolo agli elementi finiti denominato SAP2000.

### 7.5.2 Risultati dell'analisi modale

L'analisi dinamica ha permesso di determinare il periodo proprio e i relati modi di vibrare della struttura. Si nota come, nonostante la forte irregolarità della struttura, i primi due modi di vibrare siano traslazionali lungo X il primo, e lungo Y il secondo. L'assenza di piani rigidi ha reso necessario il calcolo di 107 modi al fine di mobilitare l'85% della massa come richiesto da Normativa. Si riportano i principali modi in Tabella 7-2.

N. Modo	Periodo [s]	Massa part. X	Massa part. Y	Massa part. Z	Massa part. $\Sigma X$	Massa part. $\Sigma Y$	Massa part. $\Sigma Z$
<b>1</b>	<b>1.17</b>	<b>0.53</b>	0.00	0.00	0.52	0.00	0.00
<b>2</b>	0.98	0.00	<b>0.21</b>	0.00	0.53	0.21	0.00
<b>3</b>	0.98	0.02	0.12	0.00	0.55	0.33	0.00
<b>4</b>	0.92	0.00	0.08	0.00	0.55	0.33	0.00
...	...	...	...	...	...	...	...
<b>9</b>	0.77	0.00	0.03	0.00	0.56	0.45	0.00
...	...	...	...	...	...	...	...
<b>20</b>	0.66	0.02	0.00	0.00	0.59	0.47	0.00
...	...	...	...	...	...	...	...
<b>31</b>	0.59	0.01	0.04	0.00	0.63	0.52	0.00
...	...	...	...	...	...	...	...
<b>48</b>	0.51	0.01	0.03	0.00	0.68	0.62	0.00
<b>49</b>	0.50	0.01	0.06	0.00	0.69	0.68	0.00
...	...	...	...	...	...	...	...
<b>60</b>	0.43	0.03	0.00	0.00	0.75	0.75	0.00
...	...	...	...	...	...	...	...
<b>62</b>	0.42	0.03	0.00	0.00	0.78	0.75	0.00
...	...	...	...	...	...	...	...
<b>67</b>	0.40	0.03	0.00	0.00	0.84	0.79	0.00
...	...	...	...	...	...	...	...
<b>75</b>	0.375	0.01	0.001	0.00	<b>0.86</b>	0.815	0.0002
...	...	...	...	...	...	...	...
<b>107</b>	0.325	0.00	0.003	0.00	0.90	<b>0.85</b>	0.0004

Tabella 7-2 Modi di vibrare principali

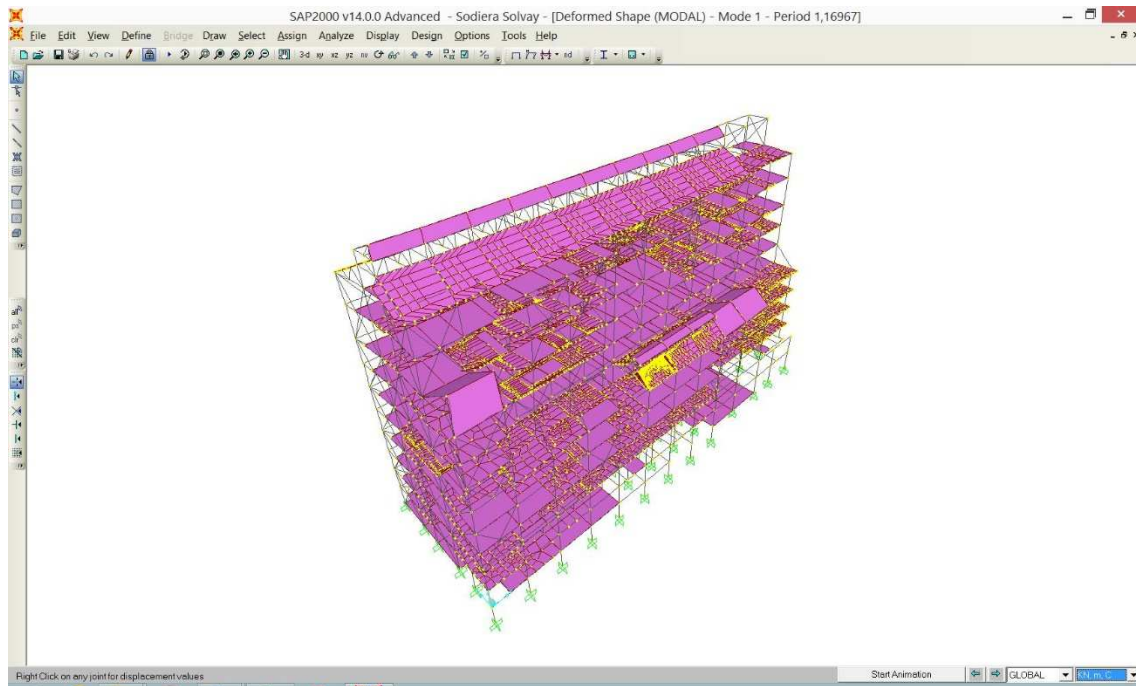


Figura 7-2 Modello sodiera - 1° modo di vibrare (lungo X)

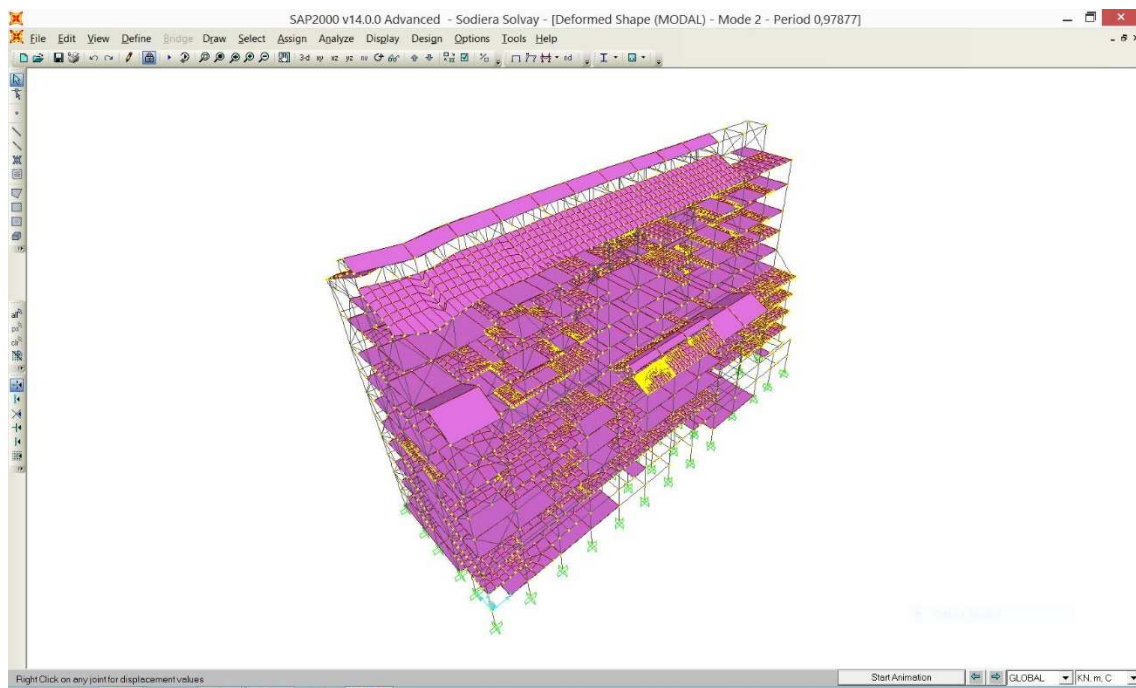


Figura 7-3 Modello sodiera - 2° modo di vibrare (lungo Y)



## 8 Verifiche di sicurezza

### 8.1 Verifiche di sicurezza strutturali (STR)

Le verifiche di travi e colonne sono state effettuate in termini di resistenza, ovvero è stato eseguito un calcolo in campo elastico. Si tratta infatti di una **struttura esistente** dotata di scarsa duttilità anche a causa della presenza di tamponamenti fragili. Per questi motivi si è scelto di eseguire una analisi modale con spettro elastico (fattore di struttura  $q=1$ ). La verifica in campo elastico sarebbe risultata comunque necessaria per la presenza di diversi elementi strutturali di sezioni in classe 3 e 4. Trattandosi di edificio esistente sono state eseguite solo verifiche allo stato limite ultimo (SLU e SLV).

#### 8.1.1 Resistenza di calcolo dell'acciaio

La resistenza di calcolo a trazione dell'acciaio  $f_{yd}$  è riferita alla tensione di snervamento ed il suo valore è dato da:

$$f_{yd} = f_{yk} / (FC \cdot \gamma_{M0}) \quad \text{resistenza di calcolo a trazione}$$

dove:

$f_{tk}$  tensione caratteristica a rottura

$f_{yk}$  tensione caratteristica allo snervamento

$\gamma_{M0} = 1.05$  coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio

$FC = 1.35$

Per l'acciaio il diagramma tensioni deformazioni è una bilatera:

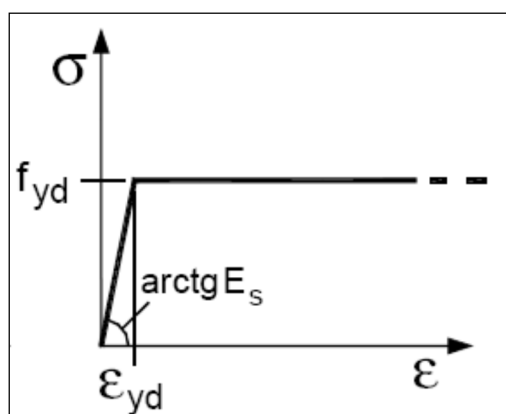


Figura 8-1 Diagramma tensioni - deformazioni nell'acciaio

#### 8.1.2 Classe di resistenza delle sezioni

La maggior parte delle sezioni di travi, colonne e controventi sono di classe 1,2 o 3. Tuttavia alcune sezioni composte, utilizzate per le travi, ricadono in classe 4. Pertanto è

stato necessario considerare come resistente sezioni ridotte calcolate con il metodo riportato di seguito (sezioni efficaci).

Nel caso di sezioni ad H in flessione semplice attorno all'asse maggior d'inerzia, considerando il caso in cui sia l'ala compressa che l'anima siano in classe 4, si calcola il fattore di riduzione  $\rho_f$  e la nuova posizione del baricentro che si abbasserà di  $y_G$ .

Con riferimento alla figura 8-2:

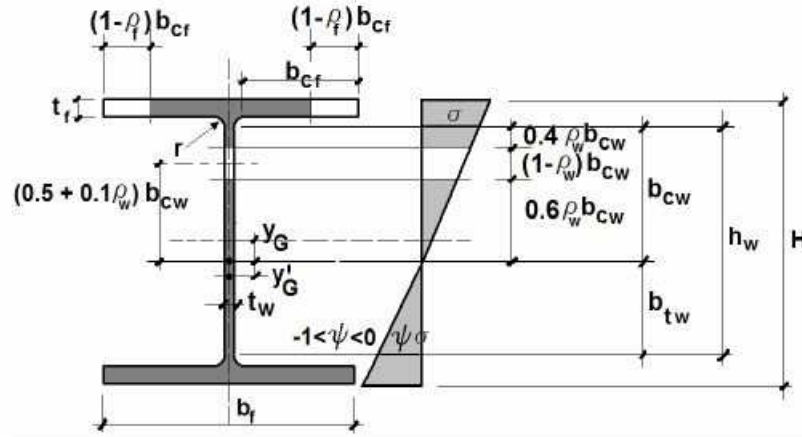


Figura 8-2 Sezione ad H in classe 4 in flessione attorno all'asse maggiore

$$b_{cf} = 0.5 (b_f - t_w - 2r)$$

$$\rho_f = 1 \quad \text{per } \lambda_p \leq 0.748$$

$$\rho_f = (\lambda_p - 0.188) / \lambda_p^2 \leq 1 \quad \text{per } \lambda_p > 0.748$$

$$\lambda_p = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{cr}}} = \frac{b_{cf}/t_f}{28.4 \varepsilon \sqrt{k_\sigma}} \quad \text{con } k_\sigma = 0.43$$

$$y_G = \frac{[2(1 - \rho_f)b_{cf}t_f] \left( \frac{H}{2} - \frac{t_f}{2} \right)}{A - 2(1 - \rho_f)b_{cf}t_f}$$

### 8.1.3 Verifica delle travi

Per la verifica delle travi è stato verificato che il momento di calcolo fosse inferiore al momento resistente di calcolo e così il taglio:

$$M_{Ed} / M_{Rd} \leq 1$$

$$V_{Ed} / V_{Rd} \leq 0.50$$

dove:

$M_{Ed}$ ,  $V_{Ed}$ :

$M_{Rd} = W_x \cdot f_{yk} / (\gamma_{M0} \cdot FC)$

$W_x = J_x / y_{\max}$

valori di progetto del momento flettente e del taglio;

resistenza elastica a momento flettente;

modulo di resistenza elastico;

$J_x$ :	momento d'inerzia
$y_{max}$ :	distanza massima dal baricentro al lembo inferiore/superiore;
$V_{Rd} = A_v \cdot f_{yk} / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0-FC})$	resistenza a taglio agente nel piano dell'anima;
$A_v = A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f$	area resistente a taglio max per sezioni a doppia T;
$A_v = A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + r) \cdot t_f$	area resistente a taglio max per sezioni a U;
$A$	area lorda della sezione del profilo;
$b$	larghezza delle ali;
$h_w$	altezza dell'anima;
$r$	raggio di raccordo tra anima ed ala;
$t_f$	spessore delle ali;
$t_w$	spessore dell'anima;
$V_{Ed}$	sollecitazione di taglio di progetto.

Dai calcoli eseguiti risulta che la verifica di alcune travi non è soddisfatta neppure per le combinazioni antropiche (carichi permanenti + carichi variabili di esercizio).

Nella tabella seguente si riporta il quadro sinottico delle verifiche più critiche, salvo poi riportare in allegato il dettaglio di tutte le verifiche eseguite.

Frame	Sezione	Quota	CC	$M_{Ed}$ [kN m]	$M_{Rd}$ [kN m]	$M_{Ed}/M_{Rd}$
1384	d	40.50	SLV7	159.81	146.95	1.09
1721	d	45.70	SLV7	165.77	146.95	1.13
3592	d	45.70	SLV5	159.19	146.95	1.08
1048	d	45.70	SLU1	190.88	146.95	1.30
1505	f	45.70	SLU24	84.06	64.51	1.30
1798	f	45.70	SLV5	65.02	64.51	1.01
152	IPE160*	28.50	SLU26	77.08	47.91	1.61
153	IPE160*	28.50	SLU26	73.59	47.91	1.54
154	IPE160*	28.50	SLU26	60.33	47.91	1.26
2824	IPE200	16.50	SLU40	59.19	32.21	1.84
531	IPE200	20.50	SLU40	60.17	32.21	1.87
3587	IPE200	45.70	SLU32	42.19	32.21	1.31
2950	IPE220	16.50	SLU30	46.02	41.78	1.10
3602	IPE220	45.70	SLU29	45.92	41.78	1.05
2796	IPE220	12.50	SLU37	44.97	43.56	1.03



Frame	Sezione	Quota	CC	M <sub>Ed</sub> [kN m]	M <sub>Rd</sub> [kN m]	M <sub>Ed</sub> /M <sub>Rd</sub>
239	IPE240	28.50	SLU1	88.87	53.77	1.65
3400	IPE240	28.50	SLU29	102.64	53.77	1.91
245	IPE300	36.50	SLV3	122.24	92.35	1.32
1499	IPE300	40.50	SLV5	98.65	92.35	1.07
1593	IPE300	40.50	SLV7	106.70	92.35	1.16
1478	IPE300	40.50	SLU1	127.22	92.35	1.38
1679	IPE300	45.70	SLU20	120.47	92.35	1.30
1791	IPE300	45.70	SLU24	132.58	92.35	1.44
1507	IPE300	50.20	SLV7	107.28	92.35	1.16
1601	IPE300	50.20	SLV7	110.05	92.35	1.19
1468	IPE400	16.50	SLU4	397.89	199.89	1.99
1307	UPN180	50.20	SLU22	30.64	24.94	1.23
1308	UPN180	50.20	SLU29	30.93	24.94	1.24
1309	UPN180	50.20	SLU28	30.52	24.94	1.22
1310	UPN180	50.20	SLU28	30.76	24.94	1.23
1311	UPN180	50.20	SLU30	31.74	24.94	1.27
1312	UPN180	50.20	SLU28	32.13	24.94	1.29
1313	UPN180	50.20	SLU28	31.93	24.94	1.28
1314	UPN180	50.20	SLU28	33.28	24.94	1.33
1314	UPN180	50.20	SLU28	33.63	24.94	1.35

Tabella 8-1 Dettaglio delle verifiche delle travi

Per gli elementi riportati in Tabella 8-1 la verifica risulta non soddisfatta. Tale carenza potrebbe essere fittizia per alcuni elementi dal momento che se si ipotizza un livello LC3 (FC=1) alcune verifiche risultano soddisfatte. Per completezza si riporta nella tabella seguente anche il caso con FC=1.

Frame	Sezione	Quota	CC	M <sub>Ed</sub> [kN m]	M <sub>Rd</sub> [kN m]	M <sub>Ed</sub> /M <sub>Rd</sub> con FC=1
152	IPE160*	28.50	SLU26	77.08	64.68	1.19
153	IPE160*	28.50	SLU26	73.59	64.68	1.14
2824	IPE200	16.50	SLU40	59.19	43.49	1.36
531	IPE200	16.50	SLU40	59.19	43.49	1.38
239	IPE240	28.50	SLU1	88.87	72.59	1.22
3400	IPE240	28.50	SLU29	102.64	72.59	1.41
1478	IPE300	40.50	SLU1	127.22	124.68	1.02
1791	IPE300	45.70	SLU24	132.58	124.68	1.06
1468	IPE400	16.50	SLU4	397.89	269.85	1.47

Tabella 8-2 Dettaglio delle verifiche delle travi con FC=1

#### 8.1.4 Verifica delle colonne

La struttura in acciaio, come già accennato, è costituita da telai spaziali e controventi concentrici quindi le azioni orizzontali fluiscono ad entrambe i sistemi resistenti. Lo stato di sollecitazione quindi delle colonne è di pressoflessione biassiale. Sono state eseguite le seguenti verifiche:

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd}) + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd}) \leq 1$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^2 + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{5n} \leq 1$$

dove:

$M_{N,y,Rd} = M_{l,y,Rd} (1-n)/(1-0.5a) \leq M_{l,y,Rd}$  resistenza di calcolo a flessione nel piano dell'anima;

$M_{l,y,Rd}$  momento resistente elastico a flessione semplice nel piano dell'anima;

$$n = N_{Ed}/N_{Rd}$$

$$a = (A - 2bt_f)/A \leq 0.5$$

$A$  area lorda della sezione

$b$  larghezza delle ali

$t_f$  spessore delle ali

$M_{N,z,Rd} = M_{l,z,Rd} \{1 - [(n-a)/(1-a)]^2\} \leq M_{l,z,Rd}$  resistenza di calcolo a flessione nel piano delle ali;

$M_{l,z,Rd}$  momento resistente elastico a flessione semplice nel piano delle ali.

La verifica consiste nel controllare che il momento di progetto sia minore del momento resistente, ridotto per effetto dello sforzo normale di progetto,  $M_{N,y,Rd}$ .

Nel calcolo del momento flettente resistente si sono considerati gli effetti di sforzo assiale e taglio presenti. Nel caso in cui il taglio di calcolo sia risultato maggiore del 50% della resistenza di calcolo a taglio, è stata utilizzata una tensione di snervamento ridotta:

$$f_{y,red} = (1 - \rho) f_{yk}$$

con:

$$\rho = (2V_{Ed}/V_{c,Rd} - 1)^2$$

Altresì sono state eseguite verifiche di stabilità trattandosi di aste compresse.

Dall'analisi eseguita è risultato che per alcune colonne la verifica risulta non soddisfatta. Per brevità si riporta in formato tabulare la verifica di questi elementi salvo poi ritrovare in allegato il dettaglio di tutte le altre verifiche eseguite.

Frame	Sezione	Quota	CC	$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd}) / (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})$
547	A	40.50	SLV3	1.41
548	A	45.70	SLV3	1.73
558	A	40.50	SLV1	1.14
569	A	40.50	SLV3	1.20
591	A	40.50	SLV3	1.31
613	A	40.50	SLV3	1.45
691	A	40.50	SLV3	1.55
702	A	40.50	SLV2	1.41
356	C	40.50	SLV3	1.20
580	C	40.50	SLV7	1.58
602	C	40.50	SLV1	1.31
624	C	40.50	SLV5	1.53
680	C	40.50	SLV1	1.56
581	C	45.70	SLV7	1.15
252	P	8.50	SLV3	1.32

Tabella 8-3 Dettaglio delle verifiche delle colonne

Per gli elementi riportati in Tabella 8-3 la verifica risulta non soddisfatta. Tale carenza potrebbe essere fittizia per alcuni elementi dal momento che se si ipotizza un livello LC3 (FC=1) alcune verifiche risultano soddisfatte. Per completezza si riporta nella tabella seguente anche il caso con FC=1.

Frame	Sezione	Quota	CC	$(M_{y.Ed}/M_{N.y.Rd})/$ $(M_{z.Ed}/M_{N.z.Rd})$ con FC=1
702	A	40.5	SLV2	1.04
624	C	40.50	SLV5	1.14
680	C	40.50	SLV1	1.16

Tabella 8-4 Dettaglio delle verifiche delle colonne con FC=1

### 8.1.5 Verifica dei controventi

Per i controventi sono state eseguite le seguenti verifiche a trazione:

$$N_{Ed} / N_{Rd} \leq 1$$

dove:

$$N_{Rd} = A_d \cdot f_{yk} / (\gamma_{M0} \cdot FC) \quad \text{resistenza della sezione lorda;}$$

$A_d$  area lorda della sezione.

Si riportano di seguito gli elementi che non soddisfano tale verifica:

Frame	Sezione	Quota	CC	N <sub>Ed</sub> [kN]	N <sub>Rd</sub> [kN]	N <sub>Ed</sub> /N <sub>Rd</sub>
2682	UPN100	28.50	SLV5	246.39	223.81	1.1
2042	UPN100	32.50	SLV2	251.58	223.81	1.12
2043	UPN100	32.50	SLV3	234.55	223.81	1.05
2044	UPN100	32.50	SLV2	240.40	223.81	1.07
2045	UPN100	32.50	SLV4	234.66	223.81	1.05
2631	UPN120	32.50	SLV7	340.40	281.83	1.21
2632	UPN120	32.50	SLV5	415.52	281.83	1.47
946	UPN140	24.50	SLV4	397.97	338.2	1.18
1077	UPN140	24.50	SLV1	388.14	338.2	1.15
1198	UPN140	24.50	SLV1	390.59	338.2	1.15
1199	UPN140	24.50	SLV1	365.51	338.2	1.08
1200	UPN140	24.50	SLV3	340.41	338.2	1.01
1201	UPN140	24.50	SLV1	457.81	338.2	1.35
1202	UPN140	24.50	SLV3	401.32	338.2	1.19
1206	UPN100	32.50	SLV3	243.44	223.81	1.09

Frame	Sezione	Quota	CC	N <sub>Ed</sub> [kN]	N <sub>Rd</sub> [kN]	N <sub>Ed</sub> /N <sub>Rd</sub>
1207	UPN100	32.50	SLV1	259.93	223.81	1.16
1332	UPN100	32.50	SLV3	316.38	223.81	1.41
1350	UPN100	32.50	SLV1	326.23	223.81	1.46
1351	UPN100	32.50	SLV3	280.03	223.81	1.25
1352	UPN100	32.50	SLV1	359.00	223.81	1.35
2034	UPN140	24.50	SLV2	356.54	338.2	1.05
2037	UPN140	24.50	SLV4	344.74	338.2	1.02
199	UPN180	16.50	SLV4	492.33	464.2	1.06
201	UPN180	16.50	SLV2	518.54	464.2	1.12
214	UPN180	16.50	SLV3	480.83	464.2	1.04
219	UPN180	16.50	SLV2	488.70	464.2	1.05
371	UPN180	16.50	SLV2	601.00	464.2	1.29
381	UPN180	16.50	SLV3	516.38	464.2	1.11
2037	UPN140	24.50	SLV4	344.74	338.2	1.02

Tabella 8-5 Dettaglio delle verifiche dei controventi

Per gli elementi riportati in Tabella 8-5 la verifica risulta non soddisfatta. Tale carenza potrebbe essere fittizia per alcuni elementi dal momento che se si ipotizza un livello LC3 (FC=1) alcune verifiche risultano soddisfatte. Per completezza si riporta nella tabella seguente anche il caso con FC=1.

Frame	Sezione	Quota	CC	N <sub>Ed</sub> [kN]	N <sub>Rd</sub> [kN]	N <sub>Ed</sub> /N <sub>Rd</sub> con FC=1
1201	UPN140	24.50	SLV1	457.81	456.57	1.003
1332	UPN100	32.50	SLV3	316.38	302.14	1.05
1350	UPN100	32.50	SLV1	326.23	302.14	1.08
1352	UPN100	32.50	SLV1	359	302.14	1.19
2632	UPN120	415.52	SLV5	415.52	380.48	1.09

Tabella 8-6 Dettaglio delle verifiche dei controventi assumendo LC1

## 8.2 Verifiche di sicurezza geotecniche (GEO)

### 8.2.1 Studio geologico e indagini geognostiche

I dati geologici e geotecnici dell'area in esame sono stati desunti da una *Relazione geologico tecnica* fornita dalla Società Solvay utilizzata per l'ampliamento di un edificio nello stabilimento Rosignano Solvay limitrofo al fabbricato DS-PLM e pertanto con caratteristiche geologiche simili.

La valutazione delle caratteristiche geologiche, idrologiche e geotecniche si basa su approfondite conoscenze relative ad una vasta area circostante a quella dove è previsto l'intervento e su dati di 5 sondaggi geognostici realizzati in precedenza in corrispondenza dell'area.

Con l'entrata in vigore del DM 14 gennaio 2008 la stima della pericolosità sismica, intesa come accelerazione massima orizzontale su suolo rigido ( $V_{s30} > 800$  m/s), viene definita mediante un approccio "sito dipendente" e non più tramite un criterio "zona dipendente". Definite le coordinate del sito esistono programmi di calcolo semplificati per determinare i parametri Spettrali P ( $a_g$ ,  $F_0$ ,  $T_C^*$ ) secondo la griglia di accelerazioni dell'Allegato B del DM 14 gennaio 2008.

### 8.2.2 Assetto geomorfologico, caratteristiche litotecniche ed idrogeologiche delle formazioni presenti nell'area

Le dimensioni delle aree considerate ed i dati dei sondaggi esaminati sono tali da consentire una visione completa dell'assetto geologico, geologico-tecnico, strutturale ed idrogeologico sia dell'area direttamente interessata dall'intervento che dell'intorno che può interagire con la zona oggetto di richiesta di indagine geologica.

L'area in esame è localizzata nella vasta pianura costiera di Rosignano, in zona urbanizzata caratterizzata da morfologia pianeggiante con pendenza verso mare limitata al 1,3%.

La zona si presenta ormai stabile sia per le opere di urbanizzazione esistenti sia per le nuove, non essendovi in atto processi che possono indurre variazioni all'assetto definitivamente raggiunto.

Il dettaglio stratigrafico dell'area in esame deriva sia da sondaggi profondi oltre i 300 m (Mondiglio e Multifili) sia dai dati raccolti nei tre sondaggi stratigrafici fino a 30 m realizzati per l'indagine in esame e in indagini precedenti all'interno dell'area industriale Solvay.

### 8.2.3 Stratigrafia dell'area e caratteristiche litotecniche

A partire dalla superficie si hanno:

- 1- RIPORTI: sono presenti su tutta l'area dello stabilimento con uno spessore variabile da alcuni cm a circa 3 m, utilizzati per livellare l'area industriale a quota circa 8,50 m s.l.m. Nella sezione che è stata esaminata hanno spessore variabile da 30 cm a 140 cm. In genere sono addensati con valore medio di 10  $N_{spt}$  ed angolo d'attrito interno di circa 30°.
- 2- SUOLO: è presente un suolo di limo sabbioso color marrone con spessore variabile da 30 cm a 80 cm. In campione indisturbato dello stesso litotipo si ha valore  $c_u = 40$  kPa e peso di volume 1,85 kg/cm<sup>3</sup>.
- 3- SABBIA E CALCARENITI ("PANCHINA") del Pleistocene superiore (Tirreniano). Si tratta di un intervallo generalmente sabbioso presente nel sottosuolo di gran parte dell'area industriale. Lo spessore di questo livello sotto all'area di intervento varia da 8 a 10 m. Ha caratteristiche di permeabilità medio elevata e costituisce un buon acquifero. Il livello di saturazione riscontrato è a circa 2,35 m dal piano di campagna. Tali sabbie addensate ( $N_{spt}$  medio 33) hanno un angolo d'attrito variabile tra i 35° e 45° gradi che è stato desunto da prove penetrometriche dinamiche costituite da 12 valori rilevati su le varie litologie granulari. Alle sabbie si alternano livelli litoidi che rendono questo livello particolarmente resistente. Peso di volume 2,10 kg/cm<sup>3</sup> e densità secca 1,8 kg/cm<sup>3</sup>.
- 4- ARGILLE ED ARCTICA ISLANDICA del pleistocene inferiore. Si tratta di limi argillosi-sabbiosi ed argille limose che costituiscono il substrato ben stabilizzato di tutta la pianura costiera e sono presenti nel sottosuolo dell'area interessata dagli interventi per uno spessore di circa trecento metri. Quest'ultimo dato deriva da sondaggi stratigrafici a carotaggio continuo Multifili e Mondiglio riportati nella Relazione geologica e tecnica.

Nel sottosuolo del sito in esame, campioni indisturbati a varie quote del tratto interessato dalla perforazione (sino a 30 m da p.c), hanno mostrato un valore medio di  $c_u$  (sforzo a rottura – ELL) di 55 kPa, un valore peso di volume medio di 2,01 kg/cm<sup>3</sup>, densità secca 1,60 kg/cm<sup>3</sup>.

Avendo bassissima permeabilità (10<sup>-8</sup> cm/s) costituiscono il livello di base principale della circolazione idrica freatica (o artesiana) nel sottosuolo della Piana di Rosignano.



#### 8.2.4 Pericolosità geologica

Gli elementi geomorfologici, geologici e geologico-tecnici raccolti consentono di definire la **pericolosità geologica** dell'area interessata dal progetto nei termini previsti dal Piano strutturale del Comune di Rosignano M°, che pone questo settore industriale in Ambito 2 – Pericolosità bassa.

#### 8.2.5 Rischio idraulico

L'area in esame, situata a quota +8.5 m s.l.m., ricade in zona a bassa pericolosità idraulica, distante da zone caratterizzate da rischio idraulico.

#### 8.2.6 Elementi per la definizione dell'azione sismica di progetto [§3.2.2 NTC]

##### 8.2.6.1 Categoria di sottosuolo

I risultati delle varie indagini geofisiche condotte sul sito in esame evidenziano che i terreni a grana grossa nella parte superficiale hanno valori di  $N_{spt}$  medi tra **35** e **45** e intercalazioni di livelli litoidi (formazione della “panchina” con un valore del parametro  $V_s$  medio di **250 m/s** (si veda la relazione geologica), cui corrisponde per il sottosuolo in esame la categoria di appartenenza **C**: *Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di  $V_{s30}$  compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero  $15 < N_{SPT,30} < 50$  nei terreni a grana grossa e  $c_{u,30} < 250$  kPa nei terreni a grana fine.*

##### 8.2.6.2 Rischio di liquefazione

Dai dati risultanti dalle prove penetrometriche dinamiche si deduce che l'area non è soggetta a fenomeni di liquefazione per eventi sismici prevedibili in questo territorio.

##### 8.2.6.3 Condizioni topografiche

L'esame della morfologia e della configurazione del terreno circostante consente di stabilire la categoria topografica del sito in esame (si veda la relazione geologica):

**T1** Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media  $i \leq 15^\circ$ .

#### 8.2.7 Verifica delle fondazioni

Come indicato nelle NTC, “l'inadeguatezza delle fondazioni è raramente la causa del danneggiamento osservato nei rilevamenti post-sisma”, quindi è in genere possibile omettere le verifiche in fondazione nei casi di:

- assenza di dissesti importanti di qualsiasi natura attribuibili a dissesti fondali;

- impossibilità di innesco di fenomeni di ribaltamento della costruzione per effetto delle azioni sismiche.

Entrambe queste circostanze sono ampiamente soddisfatte per il fabbricato in esame, visto anche le buone caratteristiche del terreno di sedime, per questo motivo si omettono le verifiche di resistenza e geotecniche delle fondazioni.

## 9 Studio dell'interazione degli impianti con la struttura

Il fabbricato DS-PLM racchiude al suo interno innumerevoli serbatoi e tubazioni che costituiscono l'impianto funzionale della sodiera. L'interazione di questi “elementi non strutturali” è tutt'altro che trascurabile e influenza in modo significativo la risposta della struttura.

Nei paragrafi seguenti si approfondisce tale tema prestando particolare attenzione alla valutazione degli effetti dell'interazione cinematica tra la struttura portante e tali elementi (tubazioni e serbatoi).

### 9.1 Studio dell'interazione delle tubazioni

La flessibilità delle strutture, tipica delle strutture in acciaio specie di quelle prive di impalcati rigidi, induce deformazioni aggiuntive nei tubi che si sommano a quelle indotte dalle forze inerziali associate alle masse dei fluidi veicolati. Tali deformazioni possono provocare la rottura dei giunti e deformazioni incompatibili con la resistenza stessa delle sezioni.

L'interazione è stata valutata sia lato struttura, ovvero è stato valutato l'incremento di sollecitazione sugli elementi strutturali principali, legato alla presenza di queste masse eccentriche “appese” alla struttura; sia lato impianto.

#### 9.1.1 Riferimenti Normativi per le tubazioni

- Le **NTC2008** considerano gli impianti al Par. 7.2.4. “*Criteri di progettazione degli impianti*”.
- “*Linee di indirizzo per interventi locali e globali su edifici industriali monopiano non progettati con criteri antisismici*”.

#### 9.1.2 Il rilievo

Lo studio ha reso necessario il rilievo puntuale delle tubazioni considerate più importanti e lo studio del tipo di collegamento utilizzato. Si sono rilevate le seguenti tubazioni:

Tubo	Piano	Diametro [mm]	Spessore [mm]	Materiale
T1	dal 1° al 7°	406.4	10	Acciaio
T2	1°	Da 508 a 1016	Da 10 a 20	Acciaio

Tubo	Piano	Diametro [mm]	Spessore [mm]	Materiale
T3	1°	1016	20	Acciaio
T4	2°	1016	20	Acciaio
T5	6°	610	10	Acciaio
T6	7°	1016	10	Acciaio

*Tabella 9-1 Dettaglio delle tubazioni rilevate*

Ad una prima catalogazione i collegamenti sono stati ricondotti a due tipologie:

- Tipologia 1: collegamento a cerniera;
- Tipologia 2: collegamento a incastro.

Si riportano di seguito le immagini di alcuni dei collegamenti più significativi:



*Figura 9-1 Esempio di un collegamento a cerniera (doppio pendolo trasversale)*



*Figura 9-2 Esempio di un collegamento a cerniera*



*Figura 9-3 Esempio di un collegamento a incastro*





*Figura 9-4 Esempio di collegamento con schema ad appoggio semplice*



*Figura 9-5 Esempio di collegamento ad incastro*





*Figura 9-6 Esempio di collegamento ad incastro*



La complessità delle tubazioni è data inoltre dal loro percorso che spesso inizia all'esterno della struttura in esame e quando non termina in un impianto (Figura 9-7 e Figura 9-8) continua al di fuori della struttura creando una fitta rete di connessione tra sodiera, impianti ed edifici limitrofi alla sodiera.

E' stato necessario al fine dello studio eseguire una serie di semplificazioni dello schema come per esempio sostituire attraverso vincoli esterni (restraints) la porzione di tubazione esterna all'edificio. L'assunzione di una "fine" fittizia dell'impianto (considerata come incastro nel modello) è stata considerata la scelta più idonea poiché la prosecuzione di questi impianti non risultava essere significativa al fine dello studio dell'interazione delle tubazioni con la struttura.

In corrispondenza dell'arrivo dei tubi alle macchine collegate alla struttura, essi sono stati interrotti e il punto finale della tubazione è stato reso solidale alla struttura (vincolo incastro).



Figura 9-7 Particolare di un impianto



*Figura 9-8 Particolare di un impianto*



### 9.1.3 Analisi numerica

La struttura in esame presenta al suo interno una fitta rete di tubazioni a grande sviluppo planimetrico e talvolta altimetrico. Si è scelto di modellare tridimensionalmente, con lo sviluppo pianoaltimetrico reale, le tubazioni mediante elementi beam a sezione tubolare. Il fluido veicolato è stato inserito come un carico distribuito lungo lo sviluppo, carico al quale è stato associato una massa equivalente al 100% del carico.

Inoltre sono stati definiti i punti di fissaggio e sostegno della rete alla struttura portante (o ad altri elementi secondari) con adeguati “link” dotati di cinematismi e rigidezze che simulassero il più possibile il grado di vincolo reale.

Si riporta di seguito un'immagine della modellazione dei tubi all'interno della struttura su SAP2000 dove per chiarezza sono state selezionate solo le tubazioni.

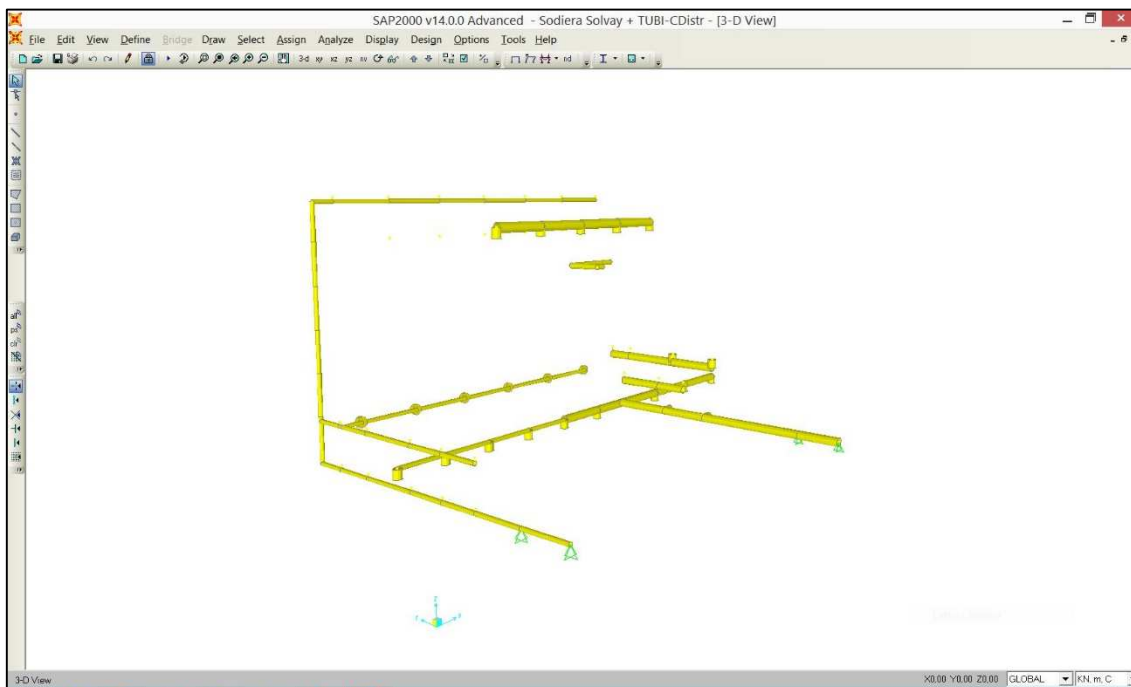


Figura 9-9 Modellazione della rete principale delle tubazioni all'interno della struttura

Ai fini dello studio si è considerata appropriata e idonea a cogliere gli effetti sopra citati un'analisi dinamica lineare modale con spettro di risposta applicata alla struttura + tubi.

#### 9.1.3.1 Risultati dell'analisi

Dai risultati dell'analisi si è dedotto che le tubazioni non alterano il comportamento statico della struttura principale, invece più rilevante è l'interazione della struttura con i serbatoi presenti in essa a causa del fatto che essi presentano masse importanti collocate in quota ad altezze dal piano di campagna che arrivano fino ai 37.20 m.

Dai risultati dell'analisi si evince anche la presenza di certo numero di modi di vibrare localizzati in quelle tubazioni che non hanno un collegamento rigido. Questi modi non si considerano poiché ritenuti poco significativi.

Tutte le tubazioni rilevate sono del tipo “rigido”, ovvero non progettate con criteri antisismici. Nell'ottica di un miglioramento/adequamento sismico dell'edificio, si consiglia di renderle “flessibili” attraverso l'inserimento di raccordi speciali (ad  $\Omega$  o a soffietto) in modo da evitarne il danneggiamento in caso di sisma e minimizzare ulteriormente l'interazione con la struttura principale. I recenti terremoti compreso quello dell'Emilia hanno messo in luce l'estrema fragilità degli elementi “non strutturali” e la necessità di mettere a punto una vera progettazione di dettaglio degli stessi e del collegamento alle strutture, al punto da costituire un vero proprio orientamento per le future normative tecniche di settore.

Nello specifico riguardo ai danni sismici delle tubazioni si ricorda il terremoto di Landers (CA) nel 1992 in cui si rilevarono ingenti danni alle tubazioni rigide.



*Figura 9-10 Danni alle tubazioni in seguito al terremoto*



*Figura 9-11 Danni alle tubazioni nelle zone di raccordo*

## 9.2 Studio dell'interazione dei serbatoi

Un'altra causa di grande vulnerabilità è costituita dalla presenza di serbatoi che presentano masse importanti e che risultano collocate nei piani alti dell'edificio.

L'interazione di queste masse con la struttura è tutt'altro che trascurabile. Come caso di studio si è provato allora a realizzare un "disaccoppiamento" di questi serbatoi con la struttura attraverso l'inserimento di un sistema di isolamento alla base in modo da ridurre in modo significativo l'aliquota di forze inerziali relativa. Nei paragrafi seguenti si descrive nel dettaglio la metodologia adottata per queste simulazioni.

### 9.2.1 Modellazione

L'interazione dei serbatoi con la struttura è stata presa in considerazione solo limitatamente agli impianti di massa maggiore collocati nei piani alti (a partire da quota +28.50 m) i cui effetti risultano più significativi.

Per simulare il comportamento dei serbatoi poggianti su un sistema di isolamento è stato necessario uno sdoppiamento nel modello di calcolo, della condizione di carico elementare rappresentata dagli impianti. Più nel dettaglio è stato definito per i campi di solaio interessati, un nuovo carico denominato IMPIANTI, esso è rappresentato da un sistema di forze privo di massa (in SAP2000 è stato assegnato un fattore di partecipazione in termini di massa pari a zero).

Sono state prese in esame diverse configurazioni di carico ovvero si è provveduto a isolare solo i serbatoi che presentavano la massa più significativa (in totale 5 serbatoi), in un secondo momento tale provvedimento è stato esteso anche alle altri serbatoi meno pesanti allo scopo di meglio valutare i benefici dell'intervento e quanto esso dovesse essere "diffuso".

Di seguito si riportano alcune prove con i relativi e più significativi modi di vibrare della struttura relativi alle varie configurazioni:

Impianto isolato	Piano	Quota [m]	Modo di vibrare	Periodo [s]	X	Y
1_1600 kN	V	28.50	1	<b>1.15</b>	<b>0.507</b>	0.002
2_2000 kN	V	28.50	2	0.976	0.021	0.092
			3	0.96	0.000	<b>0.232</b>

Tabella 9-2 Ipotesi di due impianti isolati

Impianto isolato	Piano	Quota [m]	Modo di vibrare	Periodo [s]	X	Y
1_1600 kN	V	28.50	1	1.135	0.500	0.001
2_2000 kN	V	28.50	2	0.965	0.002	0.136
3_950 kN	VII	36.50	3	0.955	0.019	0.176

Tabella 9-3 Ipotesi di tre impianti isolati

Impianto isolato	Piano	Quota [m]	Modo di vibrare	Periodo [s]	X	Y
1_1600 kN	V	28.50	1	1.119	0.500	0.000
2_2000 kN	V	28.50	2	0.965	0.001	0.184
3_950 kN	VII	36.50	3	0.919	0.006	0.171
4_950 kN	VII	36.50				

Tabella 9-4 Ipotesi di quattro impianti isolati

Impianto isolato	Piano	Quota [m]	Modo di vibrare	Periodo [s]	X	Y
1_1600 kN	V	28.50	1	1.107	0.496	0.000
2_2000 kN	V	28.50	2	0.957	0.001	0.169
3_950 kN	VII	36.50	3	0.919	0.006	0.172
4_950 kN	VII	36.50				
5_950 kN	VII	36.50				

Tabella 9-5 Ipotesi di cinque impianti isolati

N° impianti isolati	Piano	Quota [m]	Modo di vibrare	Periodo [s]	X	Y
2	V	28.50	1	1.023	0.483	0.002
3	VII	36.50	2	0.908	0.000	0.107
9	VIII	40.50	3	0.889	0.017	0.095
5	IX	45.70				

Tabella 9-6 Isolamento macchine poste ai piani alti

Limitando l'isolamento a solo cinque impianti si ottiene un aumento della capacità resistente che si aggira intorno al 10%. Per avere un miglioramento più significativo (+30%) diventa necessario estendere l'isolamento anche ad altri serbatoi di massa minore (comunque maggiore di 100 kN). Per brevità si riporta indicazione dei serbatoi da isolare



per il quinto impalcato (quota +28.50 m) e settimo (quota +36.50 m) che risultano impegnati dai carichi più gravosi.

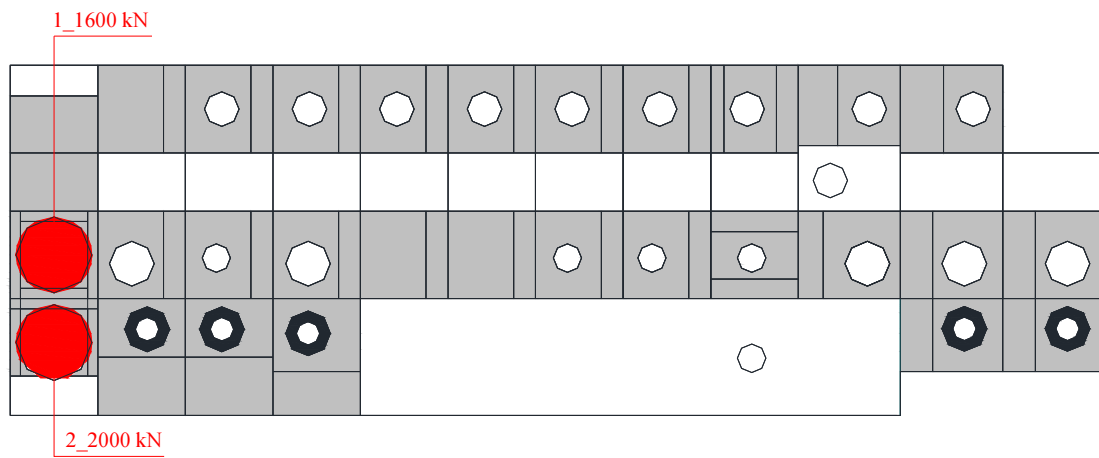


Figura 9-12 Pianta 5° piano, quota +28.50 m

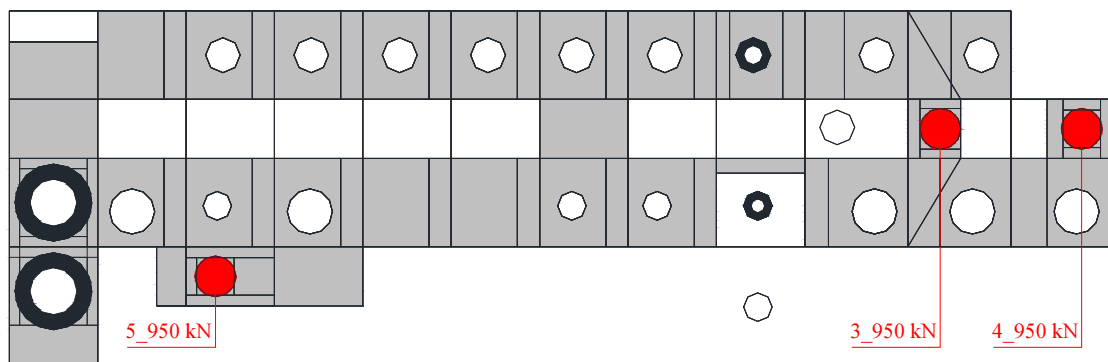


Figura 9-13 Pianta 7° piano, quota + 36.50 m

### 9.2.2 Risultati della simulazione

Simulando l'inserimento di opportuni isolatori sismici si sono rilevati dei miglioramenti significativi.

Nella tabella sottostante si riportano a confronto i modi di vibrare e i relativi periodi del modello senza e con isolatori.

Modo di vibrare	Periodo [s]		X		Y	
	SENZA ISOLATORI	CON ISOLATORI	SENZA ISOLATORI	CON ISOLATORI	SENZA ISOLATORI	CON ISOLATORI
<b>1</b>	<b>1.17</b>	<b>1.023</b>	<b>0.53</b>	<b>0.483</b>	0.00	0.002
<b>2</b>	0.98	0.908	0.00	0.000	<b>0.21</b>	<b>0.107</b>
<b>3</b>	0.98	0.889	0.02	0.017	0.12	0.094

Tabella 9-7 Confronto dei modi di vibrare tra il modello con e senza isolatori

Analizzando i risultati si nota una lieve diminuzione del periodo legato al primo modo di vibrare. Questa diminuzione comporta un aumento dell'azione sismica che ad una prima analisi si potrebbe considerare una conseguenza negativa. Tuttavia questo tipo di intervento diminuisce le masse partecipanti e quindi permette di ottenere comunque risultati positivi ai fini delle verifiche.

Guardando le deformate modali si nota certamente l'estrema deformabilità della struttura dovuta all'assenza di piani rigidi. Questa circostanza amplifica notevolmente gli effetti locali sulle strutture principali dovuti alla presenza dei serbatoi.

Disaccoppiare le masse attraverso isolatori sismici comporta un miglioramento nella resistenza degli elementi che non verificano alle azioni sismiche. A campione sono stati presi gli elementi con le ratio maggiori (coefficiente di sicurezza minimo) e confrontati nelle due situazioni.

In definitiva si ottiene una riduzione del rapporto domanda/capacità pari a circa il 30% visibile, per alcuni elementi a campione, in Tabella 9-8. Tale beneficio potrebbe essere facilmente aumentato se si provvedesse anche all'irrigidimento degli impalcati in modo da poter beneficiare di un maggior effetto redistributivo delle azioni sismiche.

Elemento	Frame	Sezione	Quota	CC	D/C	
					Senza isolatori	Con isolatori
Colonna	702	A	40.5	SLV2	1.41	1.11
Colonna	580	C	40.5	SLV7	1.58	1.23
Colonna	252	P	8.5	SLV4	1.32	0.97

Tabella 9-8 Riduzione del rapporto domanda/capacità con l'inserimento di isolatori

### 9.2.3 Possibili dispositivi: Isolatori sismici a scorrimento

Gli isolatori sismici si dividono in due macrocategorie:

- Elastomerici
- A scorrimento

I primi in seguito a uno spostamento non sono in grado di riportare la macchina al proprio posto, caratteristica invece dei più tecnologici isolatori a scorrimento.

Nel caso oggetto di studio è stato ipotizzato l'inserimento di isolati sismici in corrispondenza di quegli impianti considerati più rilevanti per l'ingente massa e la posizione in quota.

Tra le varie proposte sono stati scelti isolatori del tipo a "scorrimento". Questo tipo di isolatore ha la caratteristica di essere "autocentrante", ovvero di riportare le macchine nell'assetto iniziale rendendo reversibile lo spostamento sismico.

Il principio di funzionamento degli isolatori a scorrimento a superficie curva è riconducibile a quello del pendolo semplice, da cui ne deriva il nome isolatori a pendolo scorrevole FIP (Friction Isolation Pendula).

Un impianto sismicamente isolato con questi tipi di isolatori è caratterizzato da un periodo proprio che dipende principalmente dal raggio di curvatura della superficie di scorrimento ed è quasi indipendente dalla massa dell'impianto. Tali isolatori usano la forza di gravità come forza di ricentraggio.

Esistono due tipologie caratterizzate dalla presenza di una o due superfici di scorrimento primarie che consentono lo spostamento orizzontale.

I dispositivi con una superficie di scorrimento, denominati FIP, sono caratterizzati da tre elementi principali, uno superiore che ne consente lo spostamento orizzontale, uno inferiore che permette la rotazione e un elemento centrale di collegamento per gli altri due.



Figura 9-14 Dispositivo serie FIP

Figura 9-15 Prove di qualifica bi-direzionali su un isolatore FIP-D presso il Laboratorio SRMD all'Università della California a San Diego.

La seconda tipologia, denominata FIP-D, è caratterizzata da due superfici di scorrimento concave con lo stesso raggio di curvatura, entrambe consentono sia lo spostamento orizzontale che la rotazione. La serie FIP-D presenta dei vantaggi rispetto alla serie con una sola superficie di scorrimento: per prima cosa le dimensioni in pianta dei dispositivi della serie FIP-D sono ridotte rispetto alla serie FIP, questa diminuzione di area è stata possibile grazie al fatto che ogni singola superficie curva è progettata solamente per metà dello spostamento orizzontale. Inoltre la serie FIP-D è stata progettata con un dimezzamento dell'eccentricità del carico verticale (effetto  $P-\Delta$ ), pari alla metà dello spostamento anziché a tutto lo spostamento.



Figura 9-16 Dispositivo serie FIP-D

Un materiale innovativo termoplastico, visibile nelle Figura 9-14 e Figura 9-16 con il colore rosso, accoppiato ad acciaio inossidabile permette inoltre di controllare l'attrito sia nelle superfici di scorrimento primarie sia in quella secondaria.

Ai fini dello studio si è ipotizzato l'utilizzo della tipologia a doppio pendolo della serie FIP-D.

### 9.2.3.1 Modellazione dei dispositivi

La curva bilineare Forza-Spostamento rappresentata nel grafico sottostante è il modello matematico che meglio rappresenta il funzionamento degli isolatori a scorrimento a superficie curva.

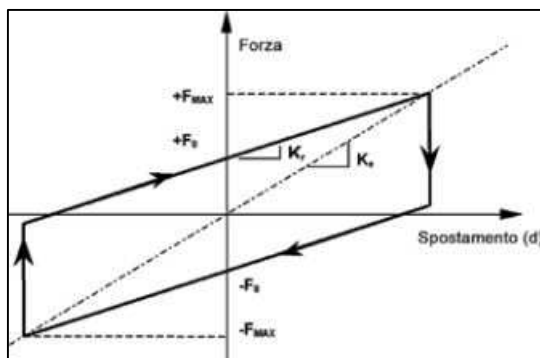


Figura 9-17 Curva bilineare Forza-Spostamento

dove:

$F_0 = \mu \cdot N_{Sd}$  forza di attrito sviluppata dall'isolatore;

$F_{max} = F_0 + K_r \cdot d = \mu \cdot N_{Sd} + (N_{Sd}/R) \cdot d$  forza orizzontale massima;

$K_r = N_{Sd}/R$  rigidezza di richiamo;

$\mu$  coefficiente di attrito;

$N_{Sd}$  carico verticale agente sull'isolatore;

$R$  raggio di curvatura equivalente;

$d$  spostamento.

Il carico verticale  $N_{Sd}$  che si utilizza per modellare il comportamento degli isolatori a superficie curva sotto l'azione sismica, corrisponde in genere al carico verticale quasi permanente, ovvero alla massa moltiplicata per l'accelerazione di gravità. L'utilizzo di modelli dinamici non lineari permette di prendere in considerazione la variazione del carico verticale durante il terremoto.

Il coefficiente d'attrito  $\mu$  è funzione del carico verticale, come descritto precedentemente. Questo di solito viene calcolato in corrispondenza del carico quasi permanente secondo la legge  $\mu(N_{Sd}/N_{Ed})$ .

Le due serie di isolatori, FIP e FIP-D, differiscono per il raggio di curvatura equivalente  $R$  che nella prima tipologia è quasi coincidente con il raggio geometrico di curvatura della superficie primaria, mentre nella seconda tipologia è circa equivalente a due volte il raggio geometrico di curvatura di ognuna delle due superfici curve.

Nel caso si scelga di modellare il comportamento non lineare sopra descritto con un modello lineare equivalente, la rigidezza equivalente e lo smorzamento viscoso equivalente possono essere calcolati come segue:

$$K_e = N_{sd} \cdot \left( \frac{1}{R} + \frac{\mu}{d} \right); \quad \xi_e = \frac{2}{\pi} \cdot \frac{1}{\frac{d}{\mu \cdot R} + 1}$$

Poiché sia la rigidezza equivalente sia il coefficiente di smorzamento viscoso equivalente dipendono dallo spostamento, anche quando si decide di modellare il sistema di isolamento come lineare equivalente, va applicata una procedura iterativa fino a quando la differenza tra i valori di spostamento a due passi successivi diventa trascurabile.

Si evidenzia inoltre che il centro di rigidezza del sistema di isolamento ed il baricentro delle masse coincidono in pianta poiché la rigidezza equivalente dipende dal carico verticale.

Una struttura isolata con isolatori a superficie curva avrà un periodo proprio equivalente pari a:

$$T_e = 2 \cdot \pi \sqrt{\frac{1}{g \cdot \left( \frac{1}{R} + \frac{\mu}{d} \right)}}$$

Invece il periodo associato alla rigidezza di richiamo  $K_r$ , coincidente con il periodo di un pendolo semplice di lunghezza  $R$ , vale:

$$T = 2 \cdot \pi \sqrt{\frac{R}{g}}$$

## 10 Conclusioni

Nella seguente tesi si è sviluppato lo studio della vulnerabilità sismica e l'influenza degli impianti sul comportamento globale di un edificio industriale in acciaio, denominato “*sodiera*”, sito nello stabilimento Solvay di Rosignano Marittimo (LI). Lo studio ha reso necessario la consultazione di documenti e tavole progettuali originali presenti nell'archivio dell'azienda Solvay ai fini di confrontare i disegni progettuali con lo stato reale dell'edificio. Sono stati necessari anche diversi sopralluoghi al fine di eseguire il rilievo puntuale delle tubazioni presenti nello stabilimento, ponendo particolare attenzione a quelle ritenute più rilevanti ai fini del caso studio, ovvero quelle tubazioni con rigidità e resistenza maggiore.

L'edificio oggetto di studio ha una struttura in acciaio a pianta rettangolare allungata di dimensioni 75x24 metri, dieci piani praticabili per un'altezza complessiva di 47.50 metri al di sopra del piano di campagna. Si tratta di una struttura irregolare sia in pianta che in elevazione e che presenta due sistemi resistenti che lavorano in parallelo: un sistema a telai spaziali e uno a controventi concentrici.

Oltre a queste caratteristiche esso presenta diverse peculiarità tipiche degli edifici vetusti (1914) come per esempio l'utilizzo di un numero piuttosto elevato di sezioni composte, ovvero date dall'assemblaggio per mezzo della chiodatura, di piatti e angolari e l'assenza di piani rigidi (i solai sono infatti costituiti quasi interamente da tavolati di legno dello spessore di 5 cm).

Esso risulta una struttura “complessa” anche a causa dei numerosi ampliamenti eseguiti negli anni (fino al 1986). Inoltre presenta al suo interno numerosi impianti e una fitta rete di tubazioni necessari per la produzione industriale del carbonato di sodio.

Queste problematiche sono state affrontate con l'obiettivo di eseguire un'analisi che simulasse il più verosimilmente possibile, il comportamento della struttura in seguito a un evento sismico.

Dalle analisi eseguite la struttura è risultata generalmente ben dimensionata per resistere alle azioni antropiche (peso proprio + permanenti + variabili) previste dalle attuali normative salvo la carenza di alcuni elementi strutturali dei quali si consiglia il rinforzo. L'edificio in esame presenta inoltre un evidente stato di degrado superficiale del materiale utilizzato. Questo comporta la necessità di intervenire per ottenere un miglioramento delle prestazioni statiche e delle condizioni di sicurezza del fabbricato.



Nei casi di degrado materico grave dell'acciaio o di insufficiente capacità portante, si può pensare ad un rafforzamento mediante l'inserimento di nuovi profili che lavorano in parallelo con gli esistenti; negli altri casi meno gravi ci si può limitare ad un risanamento della parte ammalorata. Se il danneggiamento è molto localizzato là dove possibile si può intervenire con la sostituzione del profilo.

Per quanto riguarda più specificatamente la sismo-resistenza della struttura molte sono le cause di vulnerabilità. Come altrove già accennato l'edificio ha due sistemi resistenti alle azioni orizzontali che lavorano in parallelo: telai spaziali e controventi concentrici nelle due direzioni.

Tali sistemi non sono in grado di assorbire per intero le azioni sismiche previste dalle attuali normative anche a causa della presenza di masse importanti ed eccentriche rappresentate dagli impianti e dalla assenza di impalcati rigidi in grado di ridistribuire le azioni.

Nello stato attuale ciascun elemento strutturale risulta impegnato da forze inerziali proporzionali alle masse relative alle aree di competenza, quindi non vi è alcuna capacità ridistributiva della struttura. Questo fa sì che elementi soggetti a carichi gravitazionali importanti vadano in crisi per azioni orizzontali di piccolissima entità. In presenza di piano rigido tali azioni sarebbero potute migrare verso porzioni di struttura dotate di maggiori risorse.

Nell'ottica di un miglioramento del comportamento globale della struttura, per prima cosa sarebbe auspicabile la realizzazione di "impalcati rigidi" mediante l'inserimento di controventi di piano metallici all'intradosso dei solai esistenti. Dall'analisi risulta inoltre necessario l'inserimento di nuovi elementi controventanti in grado di assorbire parte o per intero l'azione sismica. Tali elementi potranno essere tradizionali controventi metallici o controventi elastoplastici (tipo "BRAD").

Oltre alla valutazione della vulnerabilità sismica globale della struttura, una parte rilevante della presente tesi è stata lo studio dell'interazione degli impianti con la struttura. Gli impianti composti da serbatoi e tubazioni sono stati modellati i primi come masse portate e i secondi come elementi beam tubolari. Dalle analisi è risultato che la presenza delle tubazioni non altera il comportamento della struttura principale, ma è molto alto il rischio di rottura delle tubazioni data la presenza di alcuni tratti in ghisa e con raccordi rigidi.

Più rilevante è risultata l'interazione dei serbatoi con la struttura. Per valutarne gli effetti si è provato anche a simulare un "disaccoppiamento" degli stessi con la struttura

attraverso simulazioni *ad hoc* in grado di schematizzare un eventuale inserimento di opportuni dispositivi (isolatori sismici).

Dalle analisi eseguite è risultato in particolare che, attraverso l'isolamento degli impianti posti a quota elevata (superiore a 20.00 m fino a 37.20 m) e con una massa rilevante (comunque superiore a 100 kN) è possibile ottenere un miglioramento del 30% della capacità resistente. Al fine di garantire questo risultato si ritiene necessario isolare tutti gli impianti posti nei piani alti della struttura a partire da quota +20.00 m.

Inoltre ai fini di un miglioramento/adeguamento sismico del fabbricato si consiglia di rendere “flessibili” le tubazioni in modo da evitarne, in caso di evento sismico, il danneggiamento e di ridurre l'interazione con la struttura. Questo potrà esser fatto attraverso l'inserimento di raccordi speciali opportunamente sagomati (ad omega o a soffietto).

Gli studi hanno quindi dimostrato che tutti questi provvedimenti possono portare ad un sostanziale miglioramento sismico della struttura.

## **APPENDICE A: Tavole di progetto**

## Bibliografia

- [1] ANTONIONI G., SPADONI G., COZZANI V. – “A methodology for the quantitative risk assessment of major accidents triggered by seismic events”. *Journal of Hazardous Materials*. 147, 2007, 48-59.
- [2] COZZANI V. – “An approach to the quantitative assessment of risk due to NaTech events” *Safety Engineering*. 2012.
- [3] CRUZ A.M., OKADA N. – “Methodology for preliminary assessment of Na-Tech risk in urban areas”. 2008. *Natural Hazards*.
- [4] GIRGIN S., KRAUSMANN E., - “Rapid Natech Risk Assessment and Mapping Tool for Earthquakes: RAPID-N”. *CEt Chemical Engineering transactions*. 26, 2012.
- [5] KADRI F., CHATELET E., CHEN G.– “Method for quantitative assessment of the domino effect in industrial sites”. *Process Safety and Environmental Protection*. 91, 2013, 452 - 462.
- [6] KRAUSMANN E., COZZANI V., SALZANO E., RENNI E. – “Industrial accidents triggered by natural hazards: an emerging risk issue”. *Natural Hazards and Earth System Sciences*. 11, 2011, 921-929.
- [7] MEBARKI A., JEREZ S., MATASIC I., PRODHOMME G., REIMERINGER M. – “Explosions and structural fragments as industrial hazard: domino effect and risks”. *Procedia Engineering*. 45, 2012, 159 – 166.
- [8] SQUARCI P. – “Indagine geologico-tecnica per l’ampliamento del fabbricato BIR nello stabilimento di Rosignano Solvay”. 2008.
- [9] TONACCI A.– “Studio delle condizioni di sicurezza statica del fabbricato “sodiera” nello stabilimento Solvay di Rosignano (LI) e degli eventuali interventi di miglioramento o adeguamento ai fini sismici”. 1999. *Tesi di laurea – Università di Pisa*.
- [10] COMPUTERS AND STRUCTURES, INC – “CSI Analysis Reference Manual for SAP2000®”. 2009. *Manuale*.

- [11] “Linee di indirizzo per interventi locali e globali su edifici industriali monopiano non progettati con criteri antisismici”. *Gruppo di Lavoro Agibilità Sismica dei Capannoni Industriali*. 2012.
- [12] [NORMATIVA] – “Norme Tecniche per le Costruzioni”. D.M. 14 gennaio 2008. *Ministero delle Infrastrutture*.
- [13] [NORMATIVA] – “Istruzioni per l’applicazione delle Norme Tecniche delle costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008”. Circolare 2 febbraio 2009, n. 617. *Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici*.
- [14] [NORMATIVA] – “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica”. UNI (2005c) – UNI EN 1998. *Eurocodice 8*.
- [15] “Aggiornamento della classificazione sismica del territorio della Regione Toscana 2014” Deliberazione di Giunta Regionale Toscana n. 421 del 26 maggio 2014 –pubblicata sul BURT Parte Seconda n. 22 del 04.06.2014.

A conclusione di questo lavoro vorrei ringraziare:

- il professor Walter Salvatore, mio primo relatore, per avermi dato la possibilità di svolgere la presente tesi;
- l'ingegner Francesco Morelli, mio relatore, che ha guidato il mio percorso di tesi con esperienza e che mi ha sostenuta nel percorso di organizzazione del lavoro;
- l'ingegner Mario Tesi dell'azienda SOLVAY, per la cortesia con cui mi ha accompagnata nei sopralluoghi presso lo stabilimento;
- i miei genitori, per aver sempre creduto in me e per avermi dato l'opportunità di raggiungere questo traguardo; in particolare mamma che mi ha sempre incoraggiata e sostenuta;
- le mie sorelle Elena ed Elisa, per aver condiviso ogni mio momento universitario con sentito interesse;
- Agnese, per la gioia che mi ha trasmesso in ogni momento.